



TITLE:

わが国河川の単位図とその総合化
に関する水文学的研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

金丸, 昭治

CITATION:

金丸, 昭治. わが国河川の単位図とその総合化に関する水文学的研究. 京都帝国大学, 1961, 工学博士

ISSUE DATE:

1961-12-26

URL:

<https://doi.org/10.14989/138525>

RIGHT:

わが国河川の単位図とその
総合化に関する水文学的研究

昭和36年9月

金 丸 昭 治

わが国河川の単位図とその
総合化に関する水文学的研究

昭和36年9月

金 丸 昭 治

目 次

| | |
|--|-----|
| 結 語 | 1 |
| オ 1 章 従来の単位図法と、そのわが国河川への適用に関する研究 | 5 |
| オ 1 節 概 説 | 5 |
| オ 2 節 降雨と流出の諸成分とその分離 | 6 |
| オ 3 節 単位図の特性 | 15 |
| オ 4 節 結 語 | 19 |
| オ 2 章 単位図法の合理化に関する水文学的研究 | 23 |
| オ 1 節 概 説 | 23 |
| オ 2 節 降雨と流出の各成分に関する考察 | 24 |
| オ 3 節 山腹斜面からの流出とその取り扱い方法 | 30 |
| オ 4 節 流路における流出とその取り扱い方法 | 47 |
| オ 5 節 山間地流域からの流出とその取り扱い方法 | 54 |
| オ 6 節 流出計算法と単位図 | 73 |
| オ 7 節 単位図法的流出計算法 | 79 |
| オ 8 節 結 語 | 91 |
| オ 3 章 わが国河川の単位図法の総合化に関する研究 | 94 |
| オ 1 節 概 説 | 94 |
| オ 2 節 実河川における γ_a, γ_e および k_1, k_2 の値 | 100 |
| オ 3 節 流出計算法の総合化 | 113 |

| | |
|-----------------|-----|
| 第 4 節 結 語 | 118 |
| 第 4 章 結 論 | 121 |

緒

論

われわれ人類の使用する水の大半は降雨という形で供給され、その恩恵は莫大なものであるが、その降雨の場所的・時間的分布に大きな不均衡が生ずると、旱魃と洪水という甚大な被害をこうむるのである。このような被害を最小限度にとどめ、供給された雨水を最大限に利用するために、直接的に、あるいは間接的に、多くの科学者が長年にわたって研究をつづけてきたわけであるが、天候の人工的統御が示した困難な現状を考えると、地上に達した雨水の挙動を制御してその目的を達成することが、残された唯一の対策であると思われる。この治水利水対策を合理的なものにするためには、まずオーに地上に達した雨水が海に注ぐまでの過程を解明しなければならないが、その実態は非常に複雑であって、多くの研究者の努力にもかかわらず、幾多の問題が残されている。これらの問題のうち、本論文でとり上げたのは河川の流出量であって、これが降雨との関係を明らかにすることは、河川計画の合理化にとっては、もつとも重要な課題である。

このような問題の解決に画期的ともいえるべき緒口を与えたのは、単位図法^リの出現であり、主として米国において有効に應用されてきたのである。近年、わが国においても広く應用され、現在、わが国においては、単位図法を應用した計算結果にもとづいて、大部分の河川の計画、施工が進められているといっても過言ではない。

ところが、この単位図法をそのままわが国の河川に適用するには慎重な考慮を要することが、その適用結果からとめられるようになり、新たに、いろいろな立場から雨水流出に対する検討が

加えられて、その機構と次第に明らかになりつつある。例えば、特性曲線法を応用した水理学的研究^{2),3),4)}、雨水の流出現象を拡散現象と考えて微分方程式を組立て、これを電子計算機で解析する研究⁵⁾などがある。

しかしながら、雨水の流出現象が複雑な流域特性や任意性に寄る降雨の性格および水流の非線型性などの総合効果としてあらわれるのであるから、それぞれ各要素と流出との関係がある程度明らかとなったとしても、これらの結果から降雨と流出とを総合的にまとめることは非常に困難である。また、本論文の最終目的が流出計算法の総合化にあるわけであるから、できるだけ簡単な流出計算法を採用することが望まれる。

こうした意味から、本論文では、比較的理論的根拠に乏しいとはいえ、降雨と流出とを連結するという単位図法のすぐれた思想とその実用的な利点をうけつぎ、単位図法の立場から、降雨と流出との関係を究明し、その結果にもとづいて流出計算法の総合化を試みたわけであるが、つぎに、この間の諸問題と本文各章との関係を明らかにしておこう。

1) 適用精度に問題があるとはいえ、現在となお多くの河川について従来の考え方によって単位図が作成され、諸計画の骨格となっているのは、その簡便さのためであるが、このように実用的な従来の単位図法をわが国の河川に適用した場合に生じる支障とその適用精度の問題については、実測記録にもとづいて単位図を作成し、その実態を究明した上で検討しなければならない。オ1章は、由良川における詳細な水文観測とそれによって得られた記録にもとづいて、この問題を検討した結果を述べたものであるが、その成果は、この方面の発展に非常に重要な役割を果たしているのである。

2) オ1章にその詳細を述べるわけであるが、実河川の記録に

従来の単位図法を適用すると、同一河川の単位図が出水ごとに变化する。これは従来の単位図法の根本にふれる問題であって、そのままではわが国の河川には適用しがたいわけである。しかしながら、雨水の流出現象をできるだけ簡単に解析できるように考察していくと、結局単位図法的手法によることがもつとも適当であると考えられる。第2章はこの間の考察をできるだけ詳細に述べるとともに、単位図法をわが国の河川に適合するように合理的に改良する方法について述べたものである。

3) 流出問題を取り扱うときには、一般に雨量と流量の記録が与えられるのであるが、とくにわが国においてはその記録の不備を訴えるものが多く、しかもそれらの河川について仮想雨量からの流出を推定する必要が生じることが多い。この要求にこたえるべく、総合単位図の研究が進められてきたわけであるが、これらは従来の単位図法にもとづくものであって、前にも述べたように、わが国の河川に対しては不適当なように思われる。そこで第2章に述べる計算法の総合化をはかり、わが国の河川に適合する総合的計算法として、第3章にその詳細を述べることにする。

最後に、以上の成果をとりまとめて本論文の結論とした。

参考文献

- 1) Sherman, L.K. ; Streamflow from rainfall by unit hydrograph method, ENR, Apr. 1932.
- 2) Iwagaki, Y. : Fundamental studies on the runoff analysis by characteristics, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ. Bulletin No. 11, 1955.
- 3) 末石雷太郎 ; 特性曲線による出水解析について、土木学会論文集，才29号，昭31・2.
- 4) 石原藤次郎，高棹琢馬 ; 単位図法とその適用に関する基礎的研究，土木学会論文集，才60号，別冊3-3，昭34・3.
- 5) 石原安雄 ; 洪水演算器による出水とその調節に関する研究、学位論文、昭33・10.

第1章 従来の単位図法と、そのわが 国河川への適用に関する研究

オ / 節 概 説

河川の流域に降った雨水が河道を流れ海に注ぐ現象は、地球上における水循環の一過程として、至極当然な現象であるが、その過程において、われわれが洪水によってうける被害は甚大であり、反面日常この水を利用することによってうける恩恵は莫大なものである。このうちで、例えば洪水という異常な現象の一大原因は異常な降雨にあるわけであって、こうした降雨の変動は比較的観測が容易であり、しかも降雨は流出に先行するから、降雨から流出を推定する方法を確立して、治水、利水計画に役立てようとする試みは古くから行なわれてきた。単位図法はこのような要求を満たすべく、1932年に *Sherman* が提案したものであって、以来その簡明な実用性によって、主として山間地流域における流出解析法として広く応用されるようになった。この解析法は、われわれが観測し得る降雨と流出量とが線型関係にあるとしたものであって、実用性の面からはもちろんであるが、任意性に富んだ降雨と、それが斜面、流路を流れて下流端に達したときの流量との複雑な関係を、一括して表現するという簡明な思想にもとづくものである。實際上われわれに必要なものは降雨と流出との関係であり、この関係が簡単に求められるならば、その過程を詳細に追究する必要はないわけであって、単位図法ではこの両者の関係を単位図という単位流出量曲線であらわしている。この単位図は、当初においては、ある流域に1日間1 *inch* の有効雨量が単独で降った場合に、下流端に新しく生じた流出曲線であると定義されたのであって、これは明らかに、非常に不均一な流域の性状を

総合的にめらわしたものであるということが出来る。単位図法では、この単位図によって示される流出の時間配分が、1日だけ孤立した降雨に対しても、あるいは一連降雨の中のどの1日の降雨に対しても常に一定であり、ただ流量だけが日雨量に比例して増減するとしているのである。しかしながら、これらの仮説は米国のような大河川に対して許されるものと思われ、その中にわれわれの経験的推測に沿わない点があるのは、わが国の河川が米国のそれといちじるしく性格を異にし、降雨の特性にもかなりの相違がみとめられるからであって、米国における単位図法をそのままわが国の河川に適用しがたいことはいうまでもない。そこでわが国の河川に適合した単位図と、その河川計画への応用を研究目標とし、由良川の大野ダム地奥より上流（流域面積約350 km²、流路延長40 Km）をモデル河川として、雨量計総数26（自記雨量計4、普通雨量計13、積算雨量計9）を設置するとともに、下流端の大野ダム地奥に自記水位計を設けて流量を求めうるようにし、過去数年間にわたって詳細な水文観測を続けてきた。

こうして得られた観測結果を用いて、従来慣用方法その他によって作製した単位図は、以下に述べるように各出水ごとに变化することがわかった。この事実が米国における単位図法がそのままわが国の河川に適用しがたいことを実証するものであり、単位図法の適用に支障をきたすに至った原因を究明するとともに、あらためてわが国河川に適応した単位図法を考えなければならないことを意味するわけである。第1章は、こうした観測から、従来の考え方によって単位図を作製してその変化の実態を究明し、さらに解決すべき若干の問題点を指摘することにした。

第2節 降雨と流出の諸成分とその分離

一般に流出問題を対象とするときに、われわれに与えられるものは流域内の降雨量と下流端における流量とである。降雨として

は、流域内の点雨量とその時間的分布が与えられるのであるが、必要なのは面積雨量であり、流域平均雨量である。この方面の研究¹⁾によると、点雨量から流域平均総雨量を算出するときは、主要支川の流域に少なくとも1ヶ所の観測所があるようにして、全流域にわたり 35 km^2 に1ヶ所の割合で観測すれば、*Thiessen* 法によってかなり高い精度の計算値が得られるようである。流域平均時間雨量の算出にあたっては、上に述べた割合で観測所を必要とすることはもちろんであるが、さらに、 $60 \sim 90 \text{ km}^2$ に1ヶ所の割合で時間雨量が観測できる基地観測所を設置すると、操作の簡単な *Thiessen* 法によって、かなり正確な値が得られるようである。一方、流量については、現地における測定結果から、水位流量曲線を描き、観測水位から流量を求める方法が採用されるが、現在の段階では10%程度の誤差を生じる場合があると考えられている。以下に、モデル河川である由良川の流域概況や、観測施設を簡単に説明し、これらの施設によって得られた降雨と流量の諸成分とその分離方法について述べる。順序が逆になっているところは説明の便宜のためである。

(1) 流域概況と観測施設

由良川は標高 776 m の三国嶽にその源を発し、丹波高原を西に流れ、福知山市付近で北折して日本海に注ぐ、流域面積約 1500 km^2 の中河川である。研究の対象として選んだ流域は、大野ダム地央より上流部であって、流路延長は約 40 km 、流域面積は 350.3 km^2 であり、標高 $300 \sim 800 \text{ m}$ 程度の比較的なだらかな形態をもち、ダム地央の標高は約 160 m である。流域の大部分は山地で森林面積が多く、凋葉樹林がその過半を占めている。ダム地央より約 16 km の田歌より上流はV字型溪谷をなしているが、それより下流は谷が少しひらけ、それに沿って若干の耕地も見られ、鶴ヶ岡をはじめとして一部には沖積平野もあって、比較的緩やかな中流的形態の流れを呈している。大体において羽状河

川であるが、支川の数が少なく、最大の支川棚野川でも、その流域面積は全体の約 20 % を占めるにすぎない。地質は主として秩父古成層である。

大野ダム地点の流量曲線は、自記水位計の記録にもとづき、従来の水位流量曲線を用いて求めたものであり、雨量記録は図-1.1 のように、平地に自記雨量計 4 および普通雨量計 13、山地に積算雨量計 9 を設置して求めたものである。

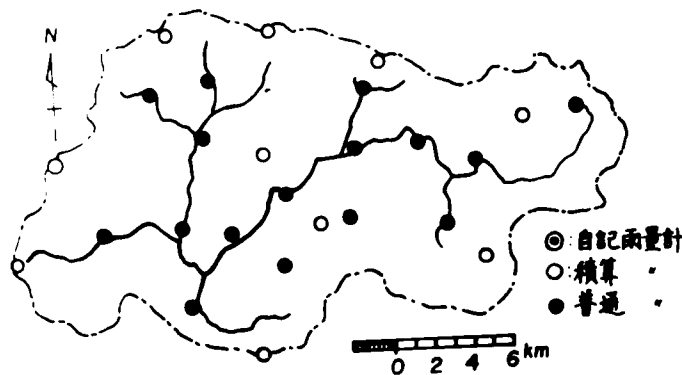


図-1.1. 由良川流域の雨量計配置図

(2) 流出曲線の諸成分とその分離

降雨が流路に達するまでの経路によって流出曲線の成分を類別すると、表面流出、中間流出、地下水流出および河道降雨の四つとなる。²⁾ これらの成分はそれぞれ性格を異にし、降雨条件および河道条件の変動による変化もそれぞれ相違し、流出曲線の形は各成分の相対比によって左右される。したがって流出曲線を正確に解析するには、各成分に相当する部分をはっきりと分離する必要があり、Barnes³⁾ や Linsley および Ackermann⁴⁾ などの方法が提案されているが、各成分を独立に測定しがたい関係上、なかなか正確を期しにくく、単なる推定にすぎないことが多

い。それでわれわれは河道降雨を表面流出に含め、中間流出も雨の降り方、特にその強度によって流出状態がはなはだしく異なるなど、表面流出と相似な性格をもつものとして、一応表面流出と一緒に考えて、これら3成分をあわせて直接流出とした。この取り扱い方は計算方法とも関連があるので、計算方法が異なると、この取り扱い方は不適當である。一方、地下水流出はその運動が地下水面の勾配によって支配され、地下水面への流入量がその上の土壌の透過能によって左右されるから、降雨強度そのものには直接影響されないと考えられ、上記3成分とは別に基底流として取り扱うことにした。従つて直接流出と基底流とに分離するのであるが、その目的は一連降雨にともなう直接流出量を決定することであつて、特別な方法を用いてもその相違がはなはだしくないことを考慮し、個人差のはいらない一つの方法を一貫して適用することを重要視した。

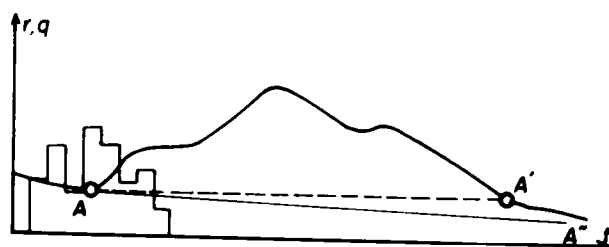


図1.2 流出曲線の分離法

こうした観点から、ここでは図-1.2のように最も簡単で実用的な水平線 $A-A'$ によって、上の2成分に分離する方法を採用することにした。この場合一般に直接流出はかなり長い *time base* をもち、それが出水ごとに变化して、一連降雨による流出曲線の立上り点 A における流量に左右される欠点があるが、田良川では

出水ごとの差異はほとんどなく、約5日の *time base* を与える結果となった。なお、基底流は常に $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下と考えられ、その変化量は直接流出のそれに対しほとんど無視できる程度であって、種々の出水に対して同じ *time base* を用いても、真の値との差は実用上さしつかえないほどわずかなものである。

(3) 降雨とその分離

降雨量は水文研究における最も基本的な資料であるから、多数の雨量計を流域内に均等に配置することが望ましい。このために図-1.1のようによりの雨量計を設置したのである。単位図を求める場合にぜひとも必要なものは、流域平均雨量と流域平均時間雨量とであり、前者の求め方に等雨量線図法と *Thiessen* 法とがある。等雨量線図法は、多数の観測所があつて降雨機構が明らかな場合には相当の精度が期待されるが、単位図法では単位時間ごとに流域平均雨量を求める必要があるから、単位時間ごとの等雨量線図を画かねばならず、繁雑でしかも個人誤差が介入しやすい。それでここでは観測所の支配面積内の高低差が少ないことを考慮して *Thiessen* 法を採用し、個人誤差がはいらないようにした。こうして求めた流域平均雨量 \bar{R} から、各時間ごとの流域平均時間雨量 \bar{r}_t を求めるには、次式によることにした。

$$\bar{r}_t = \left[\left(\sum_{i=1}^n r_{it} / R_i \right) / n \right] \bar{R}, \quad \text{----- (1-2-1)}$$

ここに、 R_i は時間雨量観測所 i における一連の総雨量、 r_{it} は同じく時間雨量である。なお、由良川における三つの基地観測所の平均雨量 X と流域平均雨量 Y について統計的な計算を行なった結果、つぎの回帰曲線と相関係数 $r = 0.99$ を得た。

$$Y = 1.11 X - 17.3 \pm 13.0 \quad \text{----- (1-2-2)}$$

この結果は一連降雨の総量に因して、三つの基地観測所の平均雨量から流域平均雨量を相当の信頼度をもって計算できることを示すものである。単位図法の適用にあたっては、必ずしも降雨が流域に一樣に分布することは必要でなく常に同じような地域的分布をすることが望ましいが、一般に、上に得たような結果だけでは、降雨の地域的分布が常に同じであるとはいいかたいようである。この降雨の地域的分布の影響は、各地域ごとの降雨の相対比に左右され、さらに流域の形によって複雑な流出曲線を生じると思われるが、田良川については特別な降雨発生機構の場合を除くと、大体同じ分布をするとみてさしつかえないようであり、後述する単位図の変化は主として降雨強度の変動に左右されるものと考えられる。

次にこれらの雨量を前述の直接流出と基底流とに相当する各部分に分離することが必要である。一般に降雨開始直後の雨量は、樹木その他による遮断と地中への滲透のために表面流出とはならないが、さらに連続して降雨がある場合には、遮断能力と滲透能の減少にともなって表面流出が起こってくる。したがって、いま任意状態で生じうる単位時間当りの雨量損失を損失能とすれば、この損失能は降雨の継続時間とともに減少し、十分長時間降雨が連続する場合にある一定値に達し、その時間的減衰は主として滲透能のそれに左右されるものと考えてよい。ところが滲透能の時間的減衰については、Horton⁵⁾がNealの試験地撒水実験結果を用いて、任意時刻の滲透能 f と降雨開始後の時間 t との関係を次式で表わしている。

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-k't}, \quad \text{----- (1-2-3)}$$

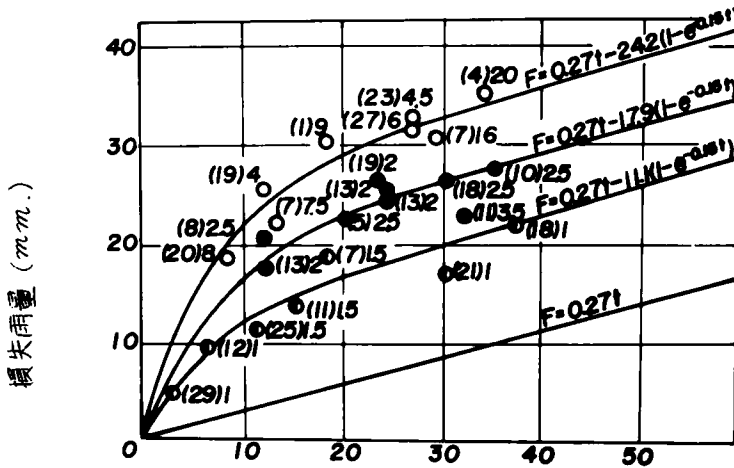
ここに、 f_0 および f_c はそれぞれ初期および最終の滲透能、 k' は常数である。この実験式が上述のようにして天然流域における損失能の時間的变化を与えるものと仮定すると、 f_0 、 f_c および

を決定することによって、降雨期間中の刻々の損失能、したがって有効雨量を算定できることになる。ただし、 f_0 は降雨開始時の土湿状態によって変化し、その時刻の流量の関数と考えられるが、ここでは f_0 を前期降雨終止後の無降雨日数の関数として考察することにした。実際の流域全体については、 f の時間的变化を測定することができないが、その期間中の累加損失雨量 F を知ることができる。いま累加雨量を R 、総直接流出量を Q とすれば、

$$F = R - Q \quad \text{----- (1-2-4)}$$

であつて、 F は次式で表わされる。

$$F = \int_0^t f dt = f_c t + \frac{f_0 - f_c}{k'} (1 - e^{-k't}) \quad (1-2-5)$$



降雨繼續時間 (hr.)

図-1.3 損失雨量と降雨継続時間との関係

() 内の数字は基底流量をあらわし、最後の数字は無降雨日数をあらわす。

したがって種々の降雨継続時間とそれに対応する累加損失雨量 F とを用いて、 f_0 , f_c および k' を求めることができる。図-1.3 は田良川における記録にもとずいてこれらの値を計算し、前期降雨終止後の^無降雨日数によってグループに分類し図示したものである。この図で実線で表わした曲線の勾配が、そのグループの損失能の時間的变化を示すわけであり、各グループについて損失能減衰曲線が求められる。今二つのグループの損失能曲線がそれぞれ

$$f_m = f_c + (f_{m0} - f_c) e^{-k't}$$

$$f_n = f_c + (f_{n0} - f_c) e^{-k't'}$$

で表わされたとし、 $f_m(t=t_0) = f_n(t'=0)$ であったとすれば、

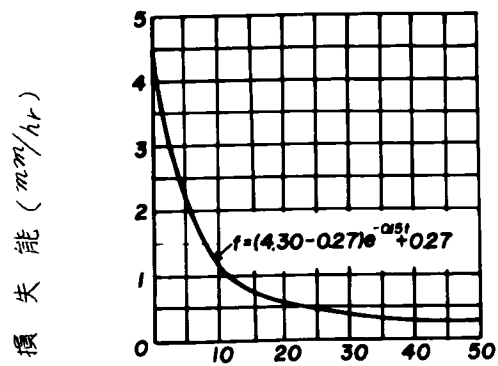
$$f_c + (f_{m0} - f_c) e^{-k't_0} = f_{n0}$$

となり、これを f_n の式に代入すると、

$$f_n = f_c + (f_{m0} - f_c) e^{-k'(t'+t_0)}$$

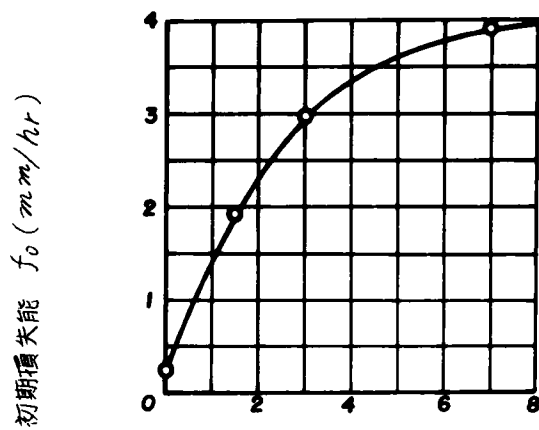
となる。したがって各損失能減衰曲線は、一つの標準損失能減衰曲線の時間の原点を移動させたものにすぎないことになるが、この標準損失能減衰曲線を示したものが図-1.4 である。

任意時刻に記録された降雨量のうちで、上述の損失能に相当する雨量を損失雨量とし、これを降雨量から差し引いたものを有効雨量とした。なお、初期損失能は上述のように前期降雨終止後の無降雨日数によって変化するとししたが、図-1.5 はこれらの関係を示す初期損失能回復曲線である。以上の図-1.4 および図-1.5 によって、任意時刻の任意降雨を有効雨量と損失雨量とに分離で



降雨継続時間 (hr.)

図-1.4 標準損失能減衰曲線



前期降雨終止後の無降雨日数

図-1.5 初期損失能回復曲線

きるが、これらは過剰降雨、すなわち損失能以上の降雨ばかりを取り扱った場合であつて、非過剰降雨に対しては当然補正を加えなければならない。この点については Cook⁶⁾ その他の方法が提案されているが、いずれも仮定の域を脱していないようである。したがってここでは一応比較的大洪水のみを考えてその誤差が無視できるものとし、図-1.4 および図-1.5 をそのまま用いることにした。

第3節 単位図の特性

(1) 単位図の算定法

1) 単位時間および単位降雨の決定：前節で述べた方法によつて算出した直接流出量曲線と有効雨量とを用いて単位図を作成するが、この場合まず問題になるのは単位時間のとり方である。米国では普通1日を採用しているが、流域の規模が小さく出水の速いわが国河川には不適當であることはいうまでもない。一般に単位時間の決定基準として、出水の遅れ t_g が採用されており、従来の研究では実用上 t_g をとつて十分であり、その $1/2$ をとれば申し分がないと考えられている。⁷⁾ しかし洪水予報のごとく流量上昇部の単位図形をくわしく知る必要がある場合は、 t_g の $1/4$ をとるべきであり、単位図の応用部面と流域の特性を勘案して単位時間を適宜決定することが必要である。単位図法の基本仮定の一つである降雨の一様分布という点から考えると、単位時間を大きくとつて降雨の地域的分布の平均化をはかる方が好ましいが、降雨強度の分布を正確に把握しにくくなるので、適合性が低下する。また単位時間を小さくとりすぎると計算が煩雑になるだけでなく、流出機構に關与する各要素の影響がひびきすぎて互いに消しあう傾向を失ひ、単位図法の意義を脱却するおそれがある。したがって適合性の許容範囲内でなるべく大きくとることが好ましいが、田良川では慎重な検討の結果単位時間を2時間とし、流域

の雨量から考えて単位雨量を 20 mm とした。

ii) 単位図の算定：直接流出量と有効雨量とから単位図を求めるのに、代数学的方法と幾何学的方法の二つが考えられているが、天然河川の流域を対象とした場合、いずれも合理的普遍的な結果としての単位図を与えない。最後の段階で試算法により、その流域の特性を加味した単位図に変えることが必要である。こうした意味からここではまず幾何学的近似法を採用して、次式から近似値を求めることにした。⁸⁾

$$S_0 = S_n' / \bar{F},$$

$$g_0 = \left[Q_m + \frac{S_n' t}{\bar{F}} \{ (n-1)r_1 + (n-2)r_2 + \dots + r_{n-1} \} \right] / \bar{F},$$

----- (1-3-1)

ここに、 S_n' は流出曲線上の最大流量の矢と単位時間後の矢とを結ぶ直線の勾配、 $\bar{F} = \sum_{i=1}^n R_i / R_0$ 、 R_i は単位時間雨量、 R_0 は単位雨量、 Q_m は流出曲線の最大流量、 t は単位時間、 $r_i = R_i / R_0$ 、 S_0 は単位図の最大流量の矢と単位時間後の矢とを結ぶ直線の勾配、 g_0 は単位図の最大流量値である。

上の二つの式の右辺の各項は出水ごとの観測値として与えられるから、単位図の g_0 と S_0 が計算される。また流出曲線の逓減率と単位図のそれとが相等しいとして、単位図の逓減部の各縦距が決定される。つぎに単位図のピークまでの時間としては、一連降雨のピークから流出曲線のピークまでの時間をとって、オー近似値とする。time baseは一連降雨の終了時から直接流出の終りまでの時間と考える。以上のようにして求めた単位図のオー近似値から試算法によって、その出水に最もよく適合すると思われる単位図を各出水ごとに求めたが、図-1.6 はその代表的なものを一括図示したものである。

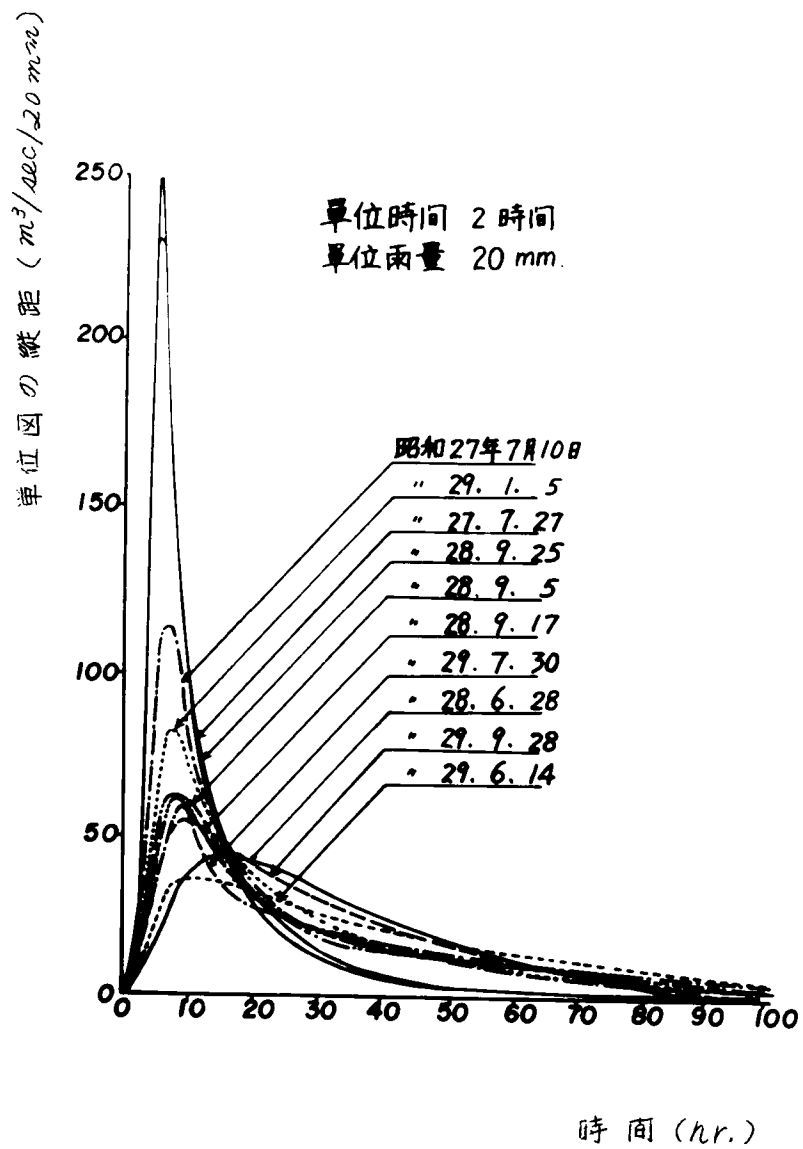


図-1.6. 由良川大野ダム地奥における単位図

(2) 単位図の特性について

図-1.6 から明らかなように、出水の大小またはそのときの出水制御能力の変化によって、求められた単位図が異なってくることは注目すべき事実であって、わが国における各方面の研究によって実証されているところである。この事実は従来の考え方による単位図がそのままわが国のような小規模の中小河川に適用されがたく、異なった条件の出水に対し同一の単位図を用いることの不適合性を示唆するものである。単位図法の基本仮定である“同一流域には同一の単位図”ということは、あくまでも工学的な実用性に重きを置いたもので、米国のような緩勾配で出水の遅い河川に対し、相当の精度で適用されると考えるのが至当なようである。しかし、わが国河川において単位図の出水ごとの変化が確認されている現在、その変化の原因を考究することはきわめて大切であり、こうしてはじめてわが国における単位図法の価値が検討され、単位図法適用の精度を明らかにすることができよう。以下若干の水文学的考察の結果を説明しよう。

1) 流出曲線および降雨の分離法の影響：地中における透過能に左右される基底流は、降雨強度の変化よりもむしろ降雨継続時間に影響され、後者が大体等しければ、著者が用いた分離法による基底流と真の基底流との差は、各出水ごとに大体同じ程度のものであって、単位図の変化に対する影響はほとんどないと考えてよい。一方、有効雨量と損失雨量との分離も、分離された流出曲線と関係づけるので、単位図の変化に対する影響は少ないようであるが、主として透過能のみを考えたわれわれの損失能の取り扱いに問題があることはいうまでもない。ことに Horton の実験式がそのまま天然河川の流域に適用できるかどうかの問題である。損失雨量は降雨の流出機構の解析で最初にとりあげられることがらであり、最も重要なことであるが、合理的な解決は今後の研究にまっところ⁹⁾が少なくない。この意味において、立神博士が流出解析の最後に流出指示率なる新概念を導入し、この問題の取

り扱いに有力な示唆を与えられたことは注目に値するものである。

ii) 降雨条件および河道条件の変動による影響 ; まず降雨の地域的分布が一様でなく、出水ごとに变化すれば当然流出曲線も变化して、単位図のとおつ各要素に影響すると考えねばならない。しかし、流域の降雨の特性、形および大小によっては、あまり影響がない場合もあるようである。次に降雨強度の変化は、直接流路における水位に影響して河道条件に変化を与え、流出曲線に最も大きい影響を与える。例えば降雨強度が大となれば、流出曲線のピークが増大し、前進するから、単位図のピークも同様な変化をする。これらは洪水流下現象の非線型性から見て当然であり、単位図法そのものの大きい問題矣といわねばならない。

第4節 結 語

この章では計算の途中で種々の仮定を設けているが、基本的には従来の考え方にとづいて由良川の単位図を求め、図-1-6 のように単位図が出水ごとに異なっていることを明らかにした。その原因については若干の考察を加えたが、わが国の河川が米国のそれと性格を異にすることから見て、米国の単位図法そのものの価値を一義的に評価するわけにはいかない。むしろこうした結果を生じた原因を究明し、わが国河川への適合性のある流出計算法を考え、工学的な実用性において満足されるかどうかを検討することが必要である。こうした意味から、立神博士¹⁰⁾が木曾川の流出現象の解析において中洪水以上を対象とされたのは注目すべき点であって、非線型要素の影響をなるべく少なくして従来の便利な単位図法を踏襲し、工学的実用性をはかるためであると考えられる。由良川において中洪水の規模と傾向を分類すれば、ある程度単位図の数を限定することができるが、適用精度にかなりの支障が生じるようである。いずれにしても、単位図が流域特性のみによって決定されるものでなく、降雨の総量およびその時間的場

所的分布の変動によっても変化する事実が明確になったわけであつて、ある出水記録から求めた単位図を用いて、他の一連降雨による出水を算出することは、いかに工学的実用性に重きを置くとしても、それは不適當である。こうした事実は、わが国河川の流出を解析するには別の観点から流出現象を根本的に再検討し、前にも述べたように、わが国河川の特性に適合し、工学的実用性において満足されるような解析法を考えなければならないことを示唆するものであつて、才2章では、この要求に応じるべく主として水文学的立場から詳細な検討を行なつた結果を述べることにする。

参 考 文 献

- 1) 志賀是文 : “降雨特性に関する二、三の考察”, 土木学会論文集, 第59号, 昭和33.11, pp. 46~48.
 - 2) R.K. Linsley, Jr., M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus : “Applied Hydrology”, 1st ed., pp. 387-390, McGraw Hill, New York, 1949.
 - 3) B.S. Barnes : Structure of Discharge Recession Curves, Trans. Am. Geophys. Union. Vol. 20, pp. 721-725, 1939.
 - 4) R.K. Linsley and W.C. Ackermann : A Method of Predicting the Runoff from Rainfall, Trans. ASCE, Vol. 107, pp. 825-835, 1942.
 - 5) R.E. Horton : The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 14, pp. 446-460, 1933; and etc.
 - 6) H.L. Cook : The Infiltration Approach to the Calculation of Surface Runoff, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 27, pp. 726-747, 1946.
 - 7) 中安米蔵 : “雨量より洪水量の推定について” P. 16, 昭和25年.
- R.K. Linsley, Jr., M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus : “Applied Hydrology”, 1st ed., pp. 445, McGraw Hill, New York, 1949.

- 8) 石原 藤次郎, 上山 惟康 : “単位図に関する研究”, 石狩川本
流洪水調査書, pp. 37-38, 昭和26年。
- 9) 立神 弘洋 : “洪水流出の新解析法”, p. 46, 昭和30年。
- 10) 立神 弘洋 : “木曽川洪水の水文学的研究”, 建設省中部地方
建設局, 昭和29年。

第2章 単位図法の合理化に関する水文学的研究

オ / 節 概 説

従来の単位図法では、かなり大きな規模の河川を対象としていたために、出水ごとに単位図が変化するということは、恐らく考慮外の問題であつたと思われる。しかしながら後述するように、流出に対する降雨と流域の効果をそれぞれ独立に、しかも定量的にあらわすことは、厳密にはできないわけである。どうしても降雨特性の影響が単位図に及び、特に規模の小さい河川では、降雨条件の変動に応じて単位図が変化するのは当然であるが、米国のような規模の大きい河川における流出に対しては、降雨特性の影響が流域特性の影響に比べて無視できる程度に小さいために、一見、単位図が主として流域の諸要素のみによつて一つだけ決定されるように思われるだけである。このように考えると、出水ごとに単位図が変化するという事実は、無視することができず、いかに簡明な方法であつても、またいかに工学的実用性に富んでいても、従来の単位図法はあまりにも巨視的であつて、変化の激しいわが国河川の流出に対しては、そのまま適用することは困難である。わが国河川の流出特性を十分考慮した上で流出現象をできるだけくわしく解析し、その結果にもとづいてあらためて流出計算法を考案しなければならないことを示唆するものである。こうした意味で、山腹斜面から流域下流端までの雨水の流下現象についてかなりくわしく検討したが、その結果、現在ではこの方面の解析法としてやはり単位図法的立場をとるのが最も適當であると

いう結論に達した。オ2章では、以上の結論に達した過程を主として水文学的な立場からくわしく述べるとともに、その結果にもとづいて、特にわが国の河川を対象とした場合の単位図法のあり方と、それに応じた単位図法的計算法について検討した結果を述べることにする。まず、オ2節では降雨と流出の各成分とその取り扱い方に関してあらためて考察を加え、オ3節では雨水の流下現象の最初の段階である山腹斜面上の表面流出について簡単に考察し、この方面の研究に必要な山腹斜面形の取り扱い方に検討を加え、オ4節では流路における流下現象を取り扱い、オ5節ではこれらを総合して山間地流域からの流出について考察した結果を述べる。オ6節では、これらの結果から、流出計算法としては単位図法的計算法が現在のところもつとも妥当であることを指通し、オ7節では単位図法的立場をとる場合の具体的な計算法について述べる。

オ2節 降雨と流出の各成分に関する考察

流出問題を取り扱う場合、われわれに与えられる資料は降雨記録と流出記録の二つであつて、流出計算法の目的はこれらの資料の相関を明らかにすることである。このためにはまず、降水が流出して流路に達するまでの一般的性格について検討しなければならない。

実際の流域では地形に起伏があり、流域各部の地被状態も一様でなく、それらの面積や位置による流出の遅れも複雑であつて、降雨が流路に達するまでの現象を正確に定量的に推定することができないから、これらの現象を模型化された単純な小流域について考察した結果に基づいて、流域全体の流出現象を検討することにする。

一般に、降雨強度が大きくて地表における保水能力が直ちに限界に達して地表水の流動が起るような降雨の場合には、損失は

無視されて差し支えない。また滲透能より遙かに小さい強度の降雨が継続する場合には、ほとんど出水の対象とならない。そこで降雨の一般的な降り方として、初め滲透能以下であった降雨強度が次第に増加し、滲透能の低下に伴ってそれ以上の降雨強度に達するような場合を考えよう。この場合には、降雨初期において地表に達した雨水の一部は地被物で遮断されるが、ほとんど大部分の雨水は表層の土湿不足を補うために滲透する。降雨が継続すると、土湿は飽和状態に達するが、さらに滲透を続けて土中に過剰水分を貯えるようになり、これが徐々に下方に移動していく。このようにして滲透能も低下し降雨強度が増大してくると、滲透能以上の降雨の大部分が地表に滯溜するようになる。降雨がさらに継続すると、地表に一時滯溜する雨水が急増して、地表水の流下が起こってくる。この時期に達してからは、表層土の水分は滲透によって過飽和の状態になっているから、それ以後は降雨強度が急に変化しても、滲透能は大体において定常状態を保つものと考えられる。この状態では降雨強度の変化は、地表面上にある水量の増減のみに影響するものと考えてよい。こうして地表面に滯溜した雨水が地表を流下して、最も速かに流路に到達するわけであるから、それ以後の降雨強度の変化は下流端における流出曲線に支配的影響を与えることになる。降雨が終止した後は、地表に滯溜した雨水や一旦地下に滲透したものが徐々に流出し、長時間に亘って流路に水を供給するが、その量は次第に減少していくはずである。

以上は地表に達した降雨が流路に至るまでの現象を概観したものであるが、河川の流出を取り扱う場合、この現象をどのように処理するかが最も重要な問題であり、しかもその解決は極めて困難とされている。以下において、この問題に対する著者の考え方を説明しよう。

従来から用いられてきた方法は、河川の流出をいくつかの成分にわけ、各成分を別々の計算法で求めてからそれらを合成するの

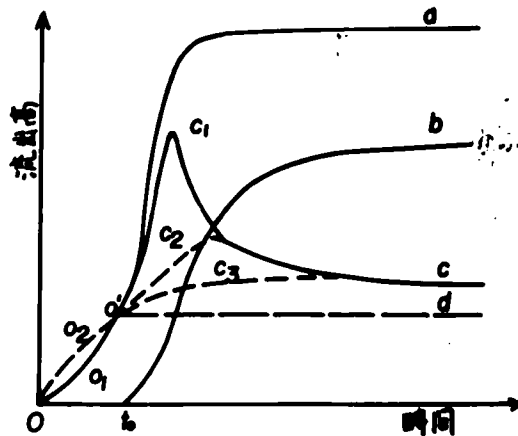


図-2-1 降雨および流出の累加曲線

であるが、著者も同様に対象とする降雨による流出を三つの成分にわけて計算することにした。しかし各成分は従来のそれとは性格を異にし、次に述べるような性格をもった地下水流出、中間流出および表面流出であつて、その時間的变化は図2-1に示すとおりである。すなわち、雨が降り始めてからの刻々の降雨量を累加した累加雨量曲線 o_1, o_2 と、基底流量を除いた流出量の累加流出量曲線 b との差をとつたものを保留量曲線と呼ぶことにすると、この曲線は o_1, o_2, c, c のごとく表わされる。このうち o_2 なる水平線以下の部分は土湿不足重を示し、一定値 o_2 を保つものと考えてよいが、流出量に参与しないから、 o_2 より上の部分の保留量について検討する。

さて、この保留量曲線 o_2, c はある部分を除くと流域特有の形があつて、どのような出水に対してもほとんど変わらないようである。¹⁾ このことは各出水ごとに同じような流出をする成分があることを示すものであつて、例えば一旦滲透した雨水などが徐々に

流出する成分と考えられる。その理由は、滲透能曲線を示す式として Horton 式を採用し、これを積分して累加曲線を画くと $0.020' C_2$ のような曲線となり、式中の係数がその流域に対して定まっておれば、累加曲線の形も一定になるからである。この $0.020' C_2$ で表わされるように、一旦滲透して流域内に保留されたもののうちで、深く降下して地下水面まで達した後、地下水流出として流路に達するものは、非常に緩慢な流出をして流量も少なく、出水期間中はあまり影響しないと考えてよいから、後述するように、これに純損失成分を加えたものを一つの成分とみなし、この成分の保留量曲線を $0'C_3$ とする。次に、 $0'C_3$ と $0'C_2C$ の間に示される保留量から流出する成分を中間流出と呼ぶのであるが、各出水ごとに同じような流出のしかたをするものである。最後に、 $0'C_2$ と $0'C_1$ の間に示される保留量は、降雨強度の変化に直接影響を受けて最も速かに流出し、流出曲線に支配的影響を与える成分となるのであつて、これを表面流出ということにする。

以上は降雨が流路に達するまでの現象を取り扱う一つの考え方を述べたものであるが、実際の現象は上述のようにはつきりと三つの成分に区別できるような単純なものではなく、きわめて複雑なものであるから、より正確な取り扱い方や流出計算法を追求することが必要になってくる。しかし、この問題の取り扱い方は、用いる流出計算法によってある程度の制約を受けるのが常であるから、この両者を要求される精度に応じてバランスさせることも必要である。

以上のように、流出を三成分に分けることにすると、量的釣合を保つために流出の三成分に応じて各単位時間雨量も三つの成分にわけることが必要である。このために、単位時間雨量 R は、一部は地下水流出となるがほとんど損失とみなされる成分 R_1 、中間流出となる成分 R_2 および表面流出となる成分 R_3 の和として表わされるものとする。前にも述べたように、地下水流出および中間流出は一旦滲透した雨水が流出するものとしたが、後者には地表

面に長時間滯溜するような雨水も含まれ、滲透水のみが中間流出の供給源ではないようである。

ここでは計算の便宜上、 ra および re の降雨開始後の時間的变化が *Horton* 型であると仮定し、次のように考えることにした。

$$ra = rac + (rao - rac) e^{-ka't}$$

$$re = rec + (reo - rec) e^{-ke't}$$

$$re = r - (ra + re)$$

ここに、 ka' および ke' は流域の地被状態や地表土層などによって定まる常数であり、 rao および reo はそれぞれ降雨初期における ra および re の値、 rac および rec はこれらが定常状態に達したときの値である。

次に、降雨の各成分に対応する流出の各成分を求める方法について、著者の採用した方法を簡単に説明しよう。

まず、対象となる一連の降雨のうちで、土湿不足の補充や蒸発などのために流路に現れない純損失雨量と地下水流出となる雨量との和、すなわち re の総量は総降雨量と総流出量の差を流域面積で除して求める。図-2.2において、流出曲線の立上り点 A から時間軸に平行な線 AB をひき、前期降雨による基底流出曲線と

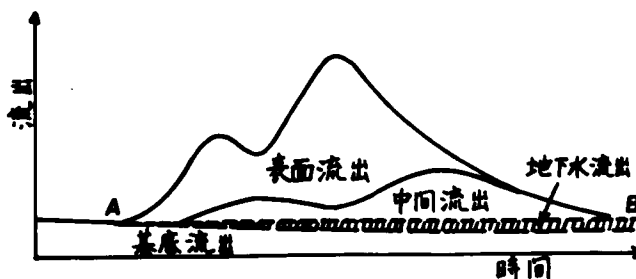


図-2.2 流出曲線の分離

ABとでかこまれた部分を地下水流出と考えると、ABから上の総流出が中間流出と表面流出とになり、これを流域面積で割って高さに換算し、総雨量から差引くと、残りが f_d の総量となるはずである。ここで注意すべきは、立上り点Aとして、その前に長い無降雨期間があつたときを選ぶことである。この無降雨期間が短ければ、B点付近の計算値の精度が低下する。以上のようにして f_d の総量が求められるが、流出計算においては各単位時間ごとの f_d の値が必要である。そのためには、数個の出水記録についてそれぞれ f_d の総量を求め、従来の方法と同様にしてこれらがHorton型の式を積分したものと等しいとすれば、 k_d 、 f_d および f_{dc} の値が定められ、 f_d の時間的变化を決定することができる。

次に、中間流出および表面流出と f_d および f_e を決定しなければならないが、そのためには一連降雨による出水のうちで数個のピークを有するものを選び、後部のピークから解析を進めていくのが便利である。その理由は、降雨初期には f_d 、 f_e がともに複雑な変化をするが、降雨がかなり継続した後においては両者とも定常状態に近い値を示すものと思われる関係上、降雨を三成分に分離するとき、この部分では時間軸に平行な分離線をひくことができ、計算が簡単になり、各係数の決定が容易になるからである。従つて後部のピークに相当する降雨の部分について時間軸

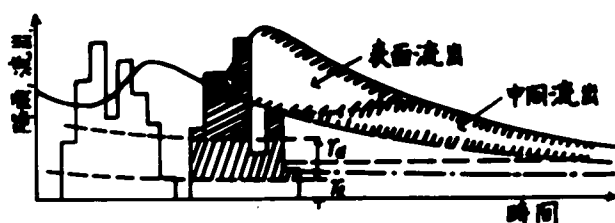


図-2.3 降雨および流出の各成分への分離

に平行に分離線を上下しながら α および γ_e を変化させ、試算的に中間流出および表面流出の計算に必要な各係数をきめることができる。この係数を用いて、さらに前部のピーク部分の計算を行えば、 α_d および γ_{d0} などがきまってくる。なお、後部のピークをもつ流出分とその前のピークをもつ流出分とは、図-2.3に示すように、流出曲線が指数関数的に減衰するものとして分離すればよい。これは実際の流出曲線に認められる減衰特性を応用したわけである。

以下の各章各節における降雨と流出の対応成分は以上の考え方によって算出したものである。

2.3 山腹斜面からの流出とその取り扱い方法

(1) 基礎方程式

地表面に供給された雨水が河川を経て海に達する複雑な過程のうち、ここでとり上げたのは山腹斜面における流出現象であるが、非常に不規則な斜面上の現象を厳密に解析することは不可能であるから、普通行なわれるように、できるだけ現象に忠実で、しかも計算に便利な仮定を設けて解析を試みることにした。すなわち、平均してみると、山腹斜面上の雨水流は斜面の巾全体に一樣に分布して流下する曲面あるいは平面上の流れであり、斜面の勾配および粗度は一樣であると考えて差し支えないであろう。次に京大石原研究室における研究結果^{2), 3)}によると、山腹斜面上の流れでは摩擦の効果が支配的であり、したがって、基礎方程式の組み立てに際して、慣性項と水面勾配の影響、降雨による流入および浸透による流出や巾の変化などが流れの運動状態におよぼす影響は考慮しなくてもよいとされているから、ここでもこれらを省略することにした。また、有効雨量強度 I_0 は時間的には階段状に変化し、場所的には一樣であるとする。さらに、流れが乱流で、巾に比較して水深が非常に小さいものとするれば、連続および運動方程

式として、次の2式が与えられる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{b(x)} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \{ u \cdot h \cdot b(x) \} = 1 \quad (2-3-1)$$

$$\sin \theta - \frac{n^2 u^2}{h^{4/3}} = 0 \quad (2-3-2)$$

ここに、 h は水深、 t は時間、 x は上流端からの距離、 $b(x)$ は x の位置における巾、 u は平均流速、 $I = I_0 \cos \theta$ 、 I_0 は有効降雨強度、 θ は斜面の傾斜角、 n は斜面の粗度係数である。(2-3-2)式を(2-3-1)式に代入すると、

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \left(\frac{5}{3} \frac{\sqrt{\sin \theta}}{n} h^{2/3} \right) \frac{\partial h}{\partial x} \\ = 1 - \frac{\sqrt{\sin \theta}}{n} h^{2/3} \cdot \frac{1}{b(x)} \cdot \frac{db(x)}{dx} \quad (2-3-3) \end{aligned}$$

が得られ、(2-3-3)式から特性微分方程式として

$$\frac{dt}{1} = \frac{dx}{\frac{5}{3} \frac{\sqrt{\sin \theta}}{n} h^{2/3}} = \frac{dh}{1 - \frac{\sqrt{\sin \theta}}{n} h^{2/3} \cdot \frac{1}{b(x)} \cdot \frac{db(x)}{dx}}$$

が与えられる。この2組の方程式を解くと、次に示すような二つのヤーク積分が得られる。

$$h^{5/3} = \frac{1}{b(x)} \left\{ \frac{In}{\sqrt{\sin \theta}} \int b(x) dx + C_1 \right\} \quad (2-3-4)$$

$$t = \frac{3n}{5\sqrt{\sin \theta}} \int b(x)^{2/5} / \left\{ \frac{In}{\sqrt{\sin \theta}} \int b(x) dx + C_1 \right\}^{2/5} \cdot dx + C_2 \quad (2-3-5)$$

(2-3-4)、(2-3-5)式の関係を一般の関数関係で結んだものが、(2-3-3)式の一般解であることは周知のとおりである。これは、(2-3-4)および(2-3-5)式によつてあらわされる二つの曲面の交線、すなわち特性曲線の軌跡として ∞ 個の曲面が

与えられることを示しているのであって、この中から求める曲面を一つだけ選定するために、次の条件を与えることにする。

$$t = 0, \quad x = \xi \text{ において } h = h_0(\xi) \quad \dots\dots\dots (2-3-6)$$

これは、問題とする期間の初期における状態を示すものであって、この条件をいれると、求める曲面は ξ を一つのパラメーターとして、次のようにあらわすことができる。

$$\left. \begin{aligned} h^{\xi_0} &= \frac{1}{b(x)} \left\{ \frac{In}{\sqrt{\sin \theta}} \int_{\xi}^x b(s) ds + b(\xi) h_0(\xi)^{\frac{5}{2}} \right\} \\ t &= \frac{3n}{5\sqrt{\sin \theta}} \int_{\xi}^x b(s)^{\frac{3}{5}} / \left\{ \frac{In}{\sqrt{\sin \theta}} \int_{\xi}^s b(s) ds + b(\xi) h_0(\xi)^{\frac{5}{2}} \right\}^{\frac{3}{5}} \cdot ds \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-3-7)$$

あるいは、流量を q とし、 $h_0(\xi)$ に対応する流量を $q_0(\xi)$ であらわすことにすれば

$$\left. \begin{aligned} q &= I \int_{\xi}^x b(s) ds + q_0(\xi) \\ t &= \frac{3}{5} \left(\frac{n}{\sqrt{\sin \theta}} \right)^{\frac{3}{5}} \int_{\xi}^x b(s)^{\frac{3}{5}} / \left\{ I \int_{\xi}^s b(s) ds + q_0(\xi) \right\}^{\frac{3}{5}} \cdot ds \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-3-7')$$

のようにあらわすこともできる。これからわかるように、 ξ にある値を与えると、(2-3-7') 式の二つの式はそれぞれ t 軸および q 軸に平行な柱面をあらわし、これら二つの柱面の交線、すなわち特性曲線に沿って両式が同時に成立する。したがって、 ξ の値を変えることによって無数の特性曲線が得られ、それが綴り合わされて形成する一つの曲面が求める曲面である。また、(2-3-7) および (2-3-7') 式においては、 I の開始時刻を時間の原点とし、以後 I は一定としているので、一連降雨を対象とした場合のよう

に、 I が階段状に変化すれば、そのつど、時間の原点が I の変化した時刻へ移動することに注意しなければならない。

(2) 計算例

山腹斜面の形として、平面では長方形と三角形を、曲面では円錐の側面に相当する円錐型斜面および円錐の内側の面に相当する椀型斜面とを送れば、自然の山腹斜面の形はそれらのいずれかに含まれるであろう。以下に示す計算例では、 n および θ を一定としているが、これは斜面の形の違いによる流出変化を解明することを主目的としているからである。実験あるいは実測計算によると、 n の値には 0.2 から 1.5 までの変化があるようであるが、このような数値の違いは山腹斜面の流れとしてどの程度の流路の流れをふくめるか、ということにも関連すると考えられる。こゝでは $n = 0.5 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{sec}$ 、 $\theta = 30^\circ$ の場合を対象として計算例を示すが、実河川の流域や山腹斜面を取り扱うときは、要求される精度に応じて単位的面積を定め、その大小によって n の値を小さくし、あるいは大きくしなければならないであろう。

1) 長方形斜面の場合

この場合は、 $b(x)$ を一定として計算すればよいから、(2-3-7) 式は次のようにあらわすことができる。

$$\left. \begin{aligned} h^{5/3} &= \frac{In}{\sqrt{\sin \theta}} (x - \xi) + h_0(\xi)^{5/3} \\ t &= \frac{3n}{5\sqrt{\sin \theta}} \int_{\xi}^x \left[\frac{In}{\sqrt{\sin \theta}} s + \left\{ h_0(\xi)^{5/3} - \frac{In}{\sqrt{\sin \theta}} \xi \right\} \right]^{-2/5} \cdot ds \\ &= \frac{1}{I} \{ h - h_0(\xi) \} \end{aligned} \right\}$$

----- (2-3-8)

とくに、 $I = 0$ の場合は

$$\left. \begin{aligned} h^{\frac{5}{3}} &= h_0(\xi)^{\frac{5}{3}} \\ t &= \frac{\eta n}{5\sqrt{\sin \theta}} \cdot \frac{(x - \xi)}{h_0(\xi)^{\frac{2}{3}}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-3-9)$$

のようになる。

もっとも簡単な場合として、 $h_0(\xi) = 0$ 、つまり I の開始時刻において各地点で水深が 0 である場合を考えると、(2-3-8) 式からわかるように

$$h = It \dots\dots\dots (2-3-10)$$

であつて、各地点で、水深は時間に対して直線的に増加し、 $x = x_1$ のところでは、

$$h^{\frac{5}{3}} = \frac{I n}{\sqrt{\sin \theta}} \cdot x_1 \dots\dots\dots (2-3-11)$$

の関係を満足する水深になれば、以後は定常状態になる。この結果は、京大岩垣博士・末石助教授が得た研究成果⁵⁾からも認められることである。

次に、 $h_0(\xi)$ が 0 でなくても、例えば、 I_1 によつて定常状態になっているときに、新しく I_2 が開始された場合にも、 ξ を消去することができる。すなわち

$$h_0(\xi)^{\frac{5}{3}} = \frac{I_1 n}{\sqrt{\sin \theta}} \xi$$

であるから、これを (2-3-8) 式に代入すると、

$$h^{\frac{5}{3}} = \frac{I_2 n}{\sqrt{\sin \theta}} x - \frac{I_2 - I_1}{I_1} (h - I_2 t)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots (2-3-12)$$

のようになる。 I_2 が 0 の場合は、(2-3-9) 式に代入して、

$$t = \frac{3n}{5\sqrt{\sin\theta}} \frac{1}{k^{2/3}} \left(x - k^{5/3} / \frac{I_1 n}{\sqrt{\sin\theta}} \right) \dots\dots\dots (2-3-13)$$

が得られる。(2-3-12)、(2-3-13)式の t は I_2 の開始時刻から後の時間である。

以上のように、 $t=0$ における状態が特別な場合は、 ξ を消去して $t \sim x \sim k$ の関係を一つの式にまとめることができるが、そのほかの場合には、 ξ を一つのパラメーターとして数値計算を行なわなければならない。

斜面の形が長方形でなく、もつと複雑な形をしている場合でも

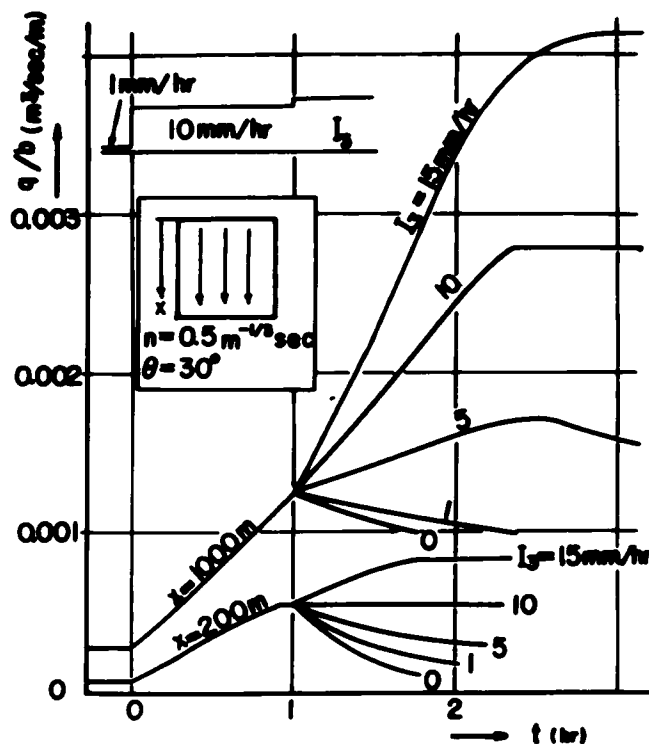


図-2.4 長方形斜面における単位巾流量の計算例

流下方向が一様であれば、流下距離の異なる細長い長方形斜面が、合成されたものと考えればよく、例えば後に述べる三角形平面の場合のように、長方形の場合の計算結果を用いて簡単に流量を求めることができる。

図-2.4は、 $I_1 = 1 \text{ mm/hr}$ によって定常状態になっているときに $I_2 = 10 \text{ mm/hr}$ が開始され、それが1時間継続した後に I_3 に変化した場合の時間と単位巾流量との関係と、上流端からの距離との種々の値について(2-3-8)、(2-3-9)、(2-3-12)、(2-3-13)の各式から求めた結果の一部を示したものである。この計算を行なうためには、 I_2 の開始時刻を時間の原点とすれば、 $t=0$ およ

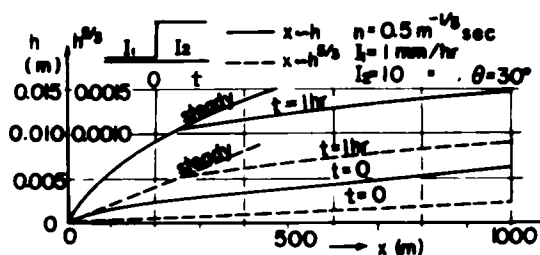


図-2.4, $t=0$ および $t=1\text{hr}$ における長方形斜面上の水面形

び $t=1\text{hr}$ における x と q の関係が必要であり、図-2.4'はこの関係を示したものである。

2) 円錐型斜面の場合

これは図-2.5に示すように、円錐の外側面を流下する場合に相当し、 $b(x)$ は、

$$b(x) = m \cos \theta \cdot x, \quad (m; \text{radian})$$

となるから、(2-3-7)式は、

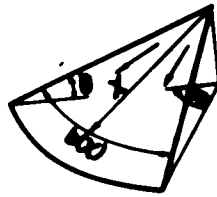


図-2.5 円錐型斜面の模型図

$$\left. \begin{aligned} g &= I_m \cos \theta \frac{1}{2} (x^2 - \xi^2) + g_0(\xi) \\ t &= \frac{3}{5} \left(\frac{n}{\sqrt{\sin \theta}} \right)^{3/5} \int_{\xi}^x s^{2/5} \left\{ \frac{1}{2} (s^2 - \xi^2) + g_0(\xi) / m \cos \theta \right\}^{2/5} \cdot ds \end{aligned} \right\}$$

..... (2-3-14)

のようになる。とくに、 I_1 によって定常状態になっているとき、急に I_2 に変化した場合を考え、 I_2 の開始時刻を時間の原点にとれば、(2-3-14)式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{m \cos \theta}{2} \left\{ I_2 x^2 - (I_2 - I_1) \xi^2 \right\} \\ t &= \frac{3}{5} \left(\frac{n}{\sqrt{\sin \theta}} \right)^{3/5} \int_{\xi}^x \left\{ \frac{2s}{I_2 s^2 - (I_2 - I_1) \xi^2} \right\}^{2/5} \cdot ds \end{aligned} \right\}$$

..... (2-3-15)

また、 I が急に0となった場合は、 I が0となった時刻を時間の原点にとると、

$$\left. \begin{aligned} g &= g_0(\xi) \\ t &= \frac{3}{5} \left(\frac{n}{\sqrt{\sin \theta}} \right)^{3/5} \cdot \left(\frac{m \cos \theta}{g_0(\xi)} \right)^{2/5} \cdot \left(x^{7/5} - \xi^{7/5} \right) \end{aligned} \right\} \text{..... (2-3-16)}$$

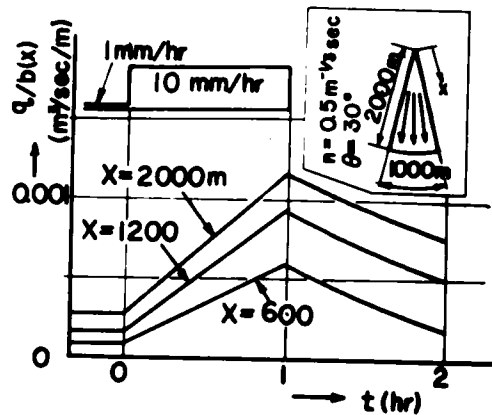


図-2.6 円錐型斜面における単位巾流量の計算例

のようにあらわすことができる。図-2.6 は (2-3-15)、(2-3-16) 式によって計算した場合の例を示したものである。

3) 椀型斜面の場合

これは(2)の場合の逆の形をしていると考えればよく、図-2.7 からわかるように、

$$b(x) = m \cos \theta \cdot (L - x)$$

であるから、(2-3-7) 式は

$$g = \frac{I m \cos \theta}{2} \left\{ 2L(x - \xi) - (x^2 - \xi^2) \right\} + g_0(\xi)$$

$$t = \frac{3}{5} \left(\frac{n}{\sqrt{2} \sin \theta} \right)^{3/5} (m \cos \theta)^{2/5} \int_{\xi}^x (L - s)^{2/5} \left\{ -\frac{I m \cos \theta}{2} \right.$$

$$\times \left\{ 2L(s - \xi) - (s^2 - \xi^2) \right\} + g_0(\xi) \left. \right\}^{3/5} \cdot ds$$

----- (2-3-17)



のようになり、相当複雑な式であるから、前の降雨によつて定常状態になっているときの値を $g_0(\xi)$ に与えても簡単にはならない。I が急に 0 となった場合は、I が 0 となった時刻を時間の原点にとれば、

図-2.7 梔型斜面の
模型図

$$g = g_0(\xi)$$

$$t = \frac{3}{7} \left(\frac{\pi}{\sqrt{\sin \theta}} \right)^{7/5} \frac{(m \cdot \cos \theta)^{7/5}}{g_0(\xi)^{2/5}} \left\{ (L - \xi)^{7/5} - (L - x)^{7/5} \right\}$$

----- (2-3-18)

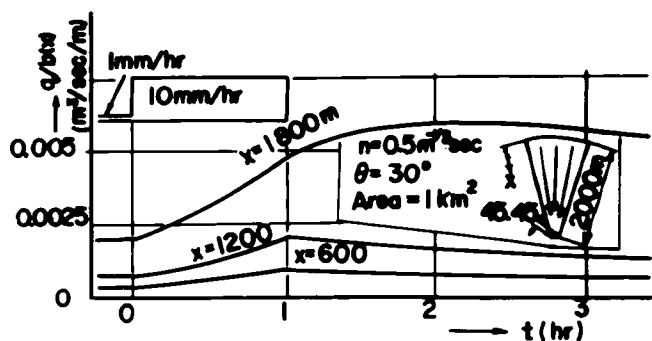


図-2.8 梔型斜面における単位巾流量の計算例

のようにならわされる。図-2.8 はこの場合の計算例を示したものである。

4) 三角形斜面の場合

これは図-2.9 に示すように、斜面上における雨水の流下方向が同一で、斜面の形が三角形をしている場合である。下流端の一方の端から下流端に沿つてはかつた距離を y とし、 y の位置に流

下して来る雨水の最大流下距離が $M \cdot y$ であらわされるものとする。さらに、この場合の特性として、流下方向以外の方向に水位差が生じてもその方向には流れないものとする。このような場合には、長方形斜面に対する計算結果をそのまま利用することができる。すなわち、下流端に

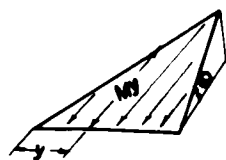


図-2.9 三角形斜面の模型図

沿う直線上で y の位置に対する $q \sim t$ 曲線は、(2-3-8) 式における x の値として $M \cdot y$ を用いれば求めることができるわけであって、長方形の場合の計算結果を利用して、 y の位置における流量

変化を簡単に求めることができる。図-2.10 は、 $M=4$ の場合を

$y=500$ m まで計算した結果の一部を示したものである。長方形・円錐型および椀型の斜面においては、一般に下流端に沿う流量変化はないのであるが、ここで取り上げた三角形斜面のように、下流端の各位置に到達する雨水の最大流下距離が異なるときは、下流端に沿う流量変化はかなり顕著である。

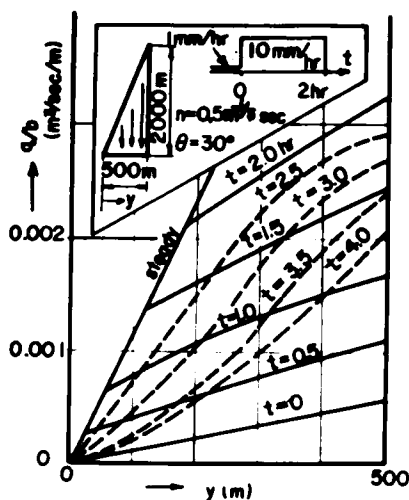


図-2.10 三角形斜面の下流端に沿う単位巾流量の計算例

(3) 山腹斜面の形の違いによる流出変化

以上に示した計算例は、山腹斜面の代表的な形と思われるものを取り上げて算定したものであるが、自然状態にある山腹斜面の大半は以上のいずれかに該当するものと思われるので、これらの形について斜面の粗度・傾斜角・面積および降雨条件を同一とした場合の計算結果を比較検討すれば、斜面の形の違いによる流出変化の一般的傾向が把握できるものと考えられる。

まず、下流端巾の等しい場合を考えると、面積が同一であるから椀型斜面（以後(C)であらわす）の流下距離がもつとも短くなり、これが大きな影響を与えるために流出は早く、変化も急激である。次に長方形斜面(a)、円錐型斜面(b)の順で逐次流出が緩慢となる。単立巾流量の下流端に沿う場所的变化があるのは三角形斜面(d)の場合だけであって、下流端の任意の位置における単位巾流量の時間的变化は(a)の場合と同様であるから(a)にふくめて考えればよいが、単位巾流量を下流端に沿って積分した流量の時間的变化は(b)の場合とほとんど一致する。

次に最大流下距離の等しい場合を考えてみると、面積が同一であるから、斜面の形によって下流端の巾が違ってくる。したがって、この場合の下流端における単位巾流量を比較の対象として斜面の形の影響を検討することは不適当であるから、単位巾流量を下流端に沿って積分した流量の時間的变化を比較の対象とした。図-2.11(A)はこのような場合の計算例を示したものであるが、この中で最大流下距離の等しいものは(a)、(b)、(c)および(d)である。これらを比較してみると、下流端の巾を等しくした場合とは逆に、(d)、(b)からの流出が早く、(a)、(c)の順で流出がおくれてくる。

上に述べた二つの場合を総合してみると、斜面の重心から下流端までの距離の大小が流出変化に決定的な影響を与え、斜面巾の変化状態は流出変化が比較的急激となる時期を左右するようである。例えば、図-2.11(A)において、(b)および(d)と(a)とは重心から下流端までの距離はほぼ同じであり、流出変化も総体的に

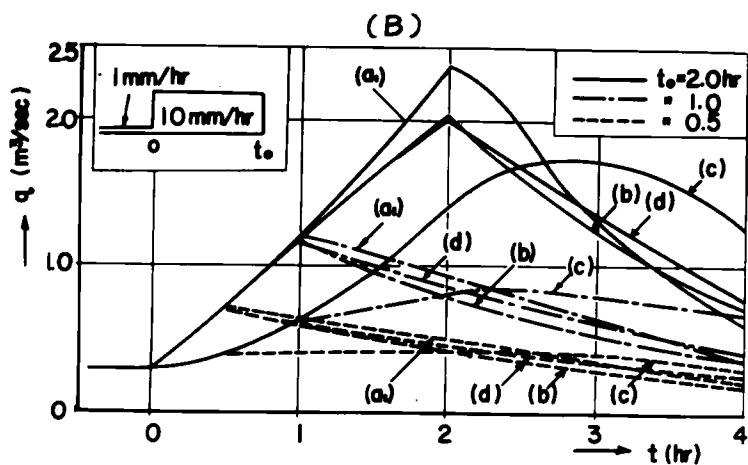
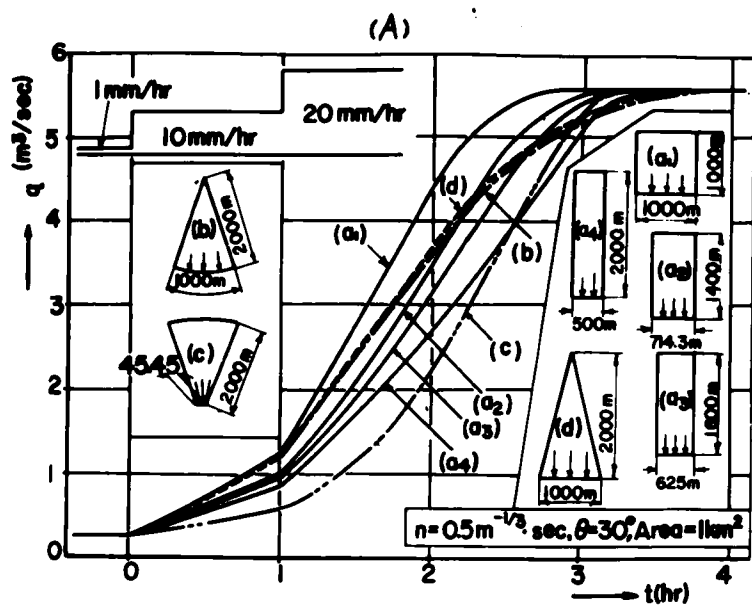


図-2.11 流出流量の時間的变化に対する斜面形の効果

は同様とみて差し支えないが、斜面巾の影響によって、初期においては (b) および (d) からの流出がわずかに早く、急激であつて、ある程度時間が経過するとこの傾向は逆になる。図-2.11(B) は、降雨継続時間が変化した場合でも、また降雨終了後においても、大体以上の傾向がうかがえることを示したものである。

(4) 山腹斜面形の取り扱い方について

以上の結果からわかるように、個々の斜面からの流出状態をくわしく知る必要のある場合には、その斜面形態に忠実な流出計算を行なわなければならない。計算例では、計算に便利な基本的な形を取り上げたのであるが、任意の形を有する場合でも同じ要領で数値計算を行えばよい。一方、かなり大きな範囲におよぶ斜面からの流出を問題とするような場合、例えば道路に隣接している一連の山腹斜面からの流出を算定して側溝の規模を決定するような場合には、個々の斜面について上記のような計算を行なうことは非常に繁雑であり、また流出流量を下流端に沿って積分した流量の時間的变化がわかれば十分その目的を果すことができると思われるので、このような場合にはもっと簡単な計算法を採用することが望ましい。ここで考えられる方法は、任意形斜面を計算の簡単な長方形斜面に置換することである。そこで長方形に置き換えられるとすれば、どのような長方形が合理的かつ簡単であるかという問題について考えてみる。

一例として円錐型斜面に I_1 の供給が続いて、定常状態になっているときに、新しく I_2 の供給が開始された場合を採用してみよう。今円錐型斜面の頂点から下流端までの距離を x_e 、長方形の長さを x_L とし、両斜面からの流量が等しくなる時間を計算してそれぞれ t_e 、 t_L であらわすことにすると、両者の差は

$$t_L - t_e = \frac{3}{5} \left(\frac{1}{I_2} \right)^{\frac{2}{5}} \left(\frac{n}{\sqrt{s} \sin \theta} \right)^{\frac{2}{5}} \int_0^{x_L} \left\{ s^2 + \left(\frac{1}{I_2} - 1 \right) \xi^2 \right\}^{-\frac{2}{5}} d\xi$$

$$\times \left\{ 2 \left(\frac{X_L}{X_c} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot S - (2S)^{\frac{3}{5}} \right\} dS \quad \dots\dots\dots (2-3-19)$$

であらわされる。ただし、面斜面の面積・粗度係数および勾配が等しい場合である。

(2-3-19)式の値が0となるのは特定の時間と流量の場合に限定されるが、仮りにこれが常に0となるような X_L があるとすれば、その X_L によつてあらわされる長方形が求めようとする長方形であつて、この長方形斜面からの流出と円錐型斜面からの流出が全く同一であるということになる。しかしながら、このような長方形はとうてい望むことはできないので、できるだけそれに近いものを求めることになる。図-2.12 は $X_c=2,000m$ の場合の例であるが、 I_2 が開始されて後短い時間だけを対象とすれば、 $X_L=1,000 \sim 1,200m$ の長方形が理想的なようであるが、かなり長時間の現象を対象とするときには、たとえ供給が I_2 から I_3 に変化したとしても、 I_2 による影響がほとんどなくなるまでの時間を対象として置き換えすべき長方形を定めなければならない。しかし、この時間は非常に多くの要素によつて左右されるので、容易に算定することはできない。そこで、ここに取り上げた場合について多くの計算結果から推定してみると、大体2時間程度でいろいろな変化が終了に近づくから、この時間を対象とすべき時間と考えて検討してみることにした。このようにして図-2.12 の各場合を通じて置き換えしてもよいと思われる長方形を求めてみると、 $X_L=1,300 \sim 1,400m$ の場合が適当なようである。これは、重心の位置が等しい長方形に置き換えれば、大差なく流出計算を行なうことができることを示すのであつて、このことは図-2.11(A)に示した各場合にもいえることである。例えば、図-2.11(A)において、(b)と(c)とはかなり異なつた流出変化をするのであるが、これらを横になぎ合わせた合成斜面からの流出は、この合成斜面と面積および重心から下流端までの距離が等しい長方形斜面(図-2.11(A)では

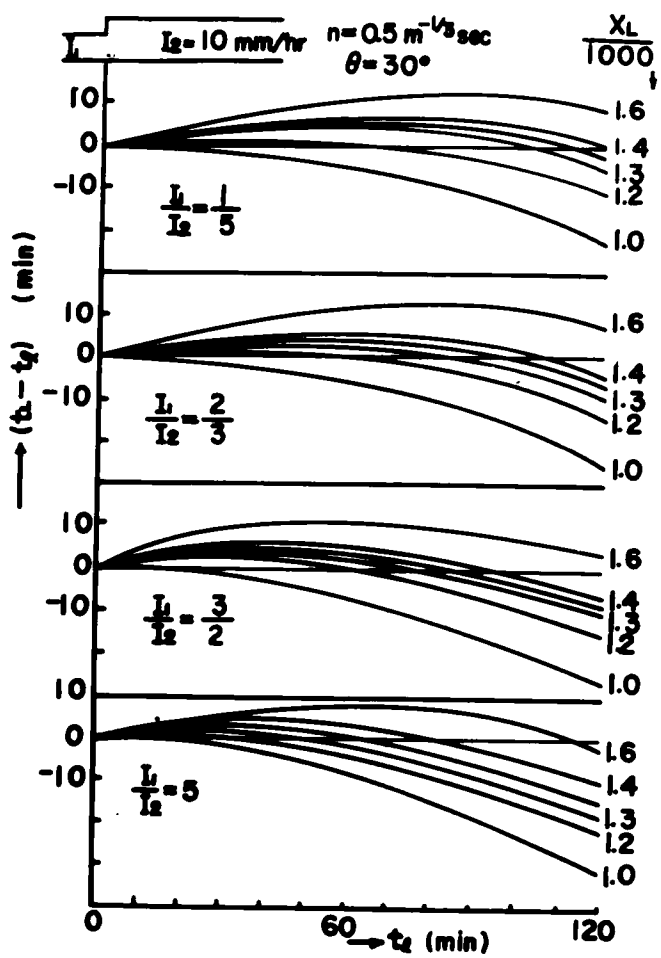


図-2.12 各種長方形斜面と円錐型斜面との等流量
 発生時刻差

(a_s)と(a_w)の中間の斜面を二つだけ横につなぎあわせたもの)からの流出とほとんど変わらない。このようによほど特異な形態をしていないかぎり、それぞれ面積の重心から下流端までの距離が等しい長方形斜面に置き換えると、山腹斜面からの流出をかなり合理的に計算することが可能である。

この成果は、非常に複雑な地形の合理的な処理方法の一つとして、後述するように、この方面の研究には非常に有益なものである。

オ4節 流路における流出とその取り扱い方法

(1) 基礎方程式

雨水の流出現象を取り扱う場合には、斜面と流路における現象を総合して解析することができれば非常に好都合であるが、斜面と流路においては、雨水の流下にともなつて生じる抵抗がかなり異なるので、両者における現象を総合的に取り扱うことは厳密には困難である。この問題の処理方法については、オ5節にくわしく述べることにして、ここでは一応、ある流入があった場合の下流端における流量を算出する方法を、とくに山間部のV型断面を有する流路について検討する。V型断面を取り上げた理由は、一般的性格を把握する場合に取り扱いが簡単になるからである。

まず、流路への流入量を q 、流路における流下方向を y であらわし、流路の勾配と粗度は平均をとつたものとして一様であると考える。また、摩擦による抵抗が相当大きいと考えられるので、山腹斜面の場合と同様に慣性項を省略し、解析を容易にするために *Manning* の抵抗法則が適用できるものとする。前に述べたように、流路の断面はV型断面とする。

一般に斜面からの流入量 q は時間 t と位置 y との関数 $q(t, y)$ であるが、このままでは解析が非常に困難になるので、 t 、 y のうちいずれか一つの関数として取り扱うことにする。そこで、流入量の場所的变化の効果に重点をおく意味で、一先づ流入量に時間的变化がなく、 $q = q(y)$ であらわされる場合を解析し、このような現象が時間的には階段状に変化するものとして、流入量の場所的時間的变化の影響が計算値に導入されるようにする。

さて、 $q = q(y)$ であらわされる場合の流路における連続方程式および運動方程式は、前に述べた近似を考慮すると、

$$ah_s \frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{a}{2} \frac{\partial}{\partial y} (u_s \cdot h_s^2) = q(y)$$

$$\sin \theta_s - n_s^2 u_s^2 / R^{3/2} = 0$$

を採用して差し支えないと考えられる。ここに h_s は流路における水深、 u_s は流路における平均流速、 $\sin \theta_s$ 、 n_s は流路における勾配、粗度係数であつて、 $a = b_s / h_s$ (b_s : 水面巾) である。

上の両式から基礎方程式として

$$ah_s \frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{ah_s^2}{2} \frac{\sqrt{\sin \theta_s}}{n_s} K^{1/2} h_s^{3/2} \right\} = q(y)$$

が与えられる。ただし、 $K = a / 4\sqrt{1 + (a/2)^2}$ である。これは山腹斜面の場合と同様にして

$$t = \tau, \quad y = \eta \quad \text{において} \quad h_s = h_s(\tau, \eta)$$

の条件をいれると、

$$Q = \int_{\eta}^y q(s) ds + Q_{\tau}(\eta), \quad \dots\dots\dots (2-4-1)$$

$$\tau = M \int_{\eta}^y \left\{ \int_{\eta}^s q(s) ds + Q_{\tau}(\eta) \right\}^{-1/4} ds + \tau \dots\dots\dots (2-4-2)$$

のような解が得られる。ただし、 Q は流量であつて、 $Q_{\tau}(\eta)$ は $h_s(\tau, \eta)$ に対応する流量である。 M は勾配、粗度および断面形によつて決定される定数であつて

$$M = \frac{3 a^{1/4}}{2^{3/4}} \left\{ \frac{n_s}{K^{1/2} \sqrt{\sin \theta_s}} \right\}^{3/4}$$

のようにあらわされる。(2-4-1)式および(2-4-2)式の両式から、(2-3-7')式の場合と同様に、 η を一つのパラメーターとして Q と t を求めることができる。

(2-4-1)式および(2-4-2)式は流入量が時間的に変化しない期間を対象として求めたものであるが、前に述べたように、流入量が Δt 時間々隔で階段状に変化し、 Δt 時間で区切った各時刻の流量を求めることにすると、下流端 y_L において時刻 $t = \tau + n\Delta t$ に生じる流量 $Q_{\tau+n\Delta t}(y_L)$ はつぎのようになる。

$$Q_{\tau+n\Delta t}(y_L) = \int_{\eta_{\tau+(n-1)\Delta t,1}}^{y_L} g_n(S) dS + \int_{\eta_{\tau+(n-2)\Delta t,2}}^{\eta_{\tau+(n-1)\Delta t,1}} g_{n-1}(S) dS + \dots$$

$$\dots + \int_{\eta_{\tau,n}}^{\eta_{\tau+\Delta t,n-1}} g_1(S) dS + Q_{\tau}(\eta_{\tau,n}) \dots \dots \dots (2-4-3)$$

この式の n ヶの η はつぎの n ヶの条件からこれを決定する。

$$\Delta t = M \int_{\eta_{\tau,n}}^{\eta_{\tau+\Delta t,n-1}} \left[\int_{\eta_{\tau,n}}^S g_1(S) dS + Q_{\tau}(\eta_{\tau,n}) \right]^{-\frac{1}{4}} dS$$

\dots \dots \dots (2-4-4_1)

$$\Delta t = M \int_{\eta_{\tau+\Delta t,n-1}}^{\eta_{\tau+2\Delta t,n-2}} \left[\int_{\eta_{\tau+\Delta t,n-1}}^S g_2(S) dS + \int_{\eta_{\tau,n}}^{\eta_{\tau+\Delta t,n-1}} g_1(S) dS + Q_{\tau}(\eta_{\tau,n}) \right]^{-\frac{1}{4}} dS,$$

\dots \dots \dots (2-4-4_2)

$$\Delta t = M \int_{\eta_{\tau+(n-1)\Delta t,1}}^{y_L} \left[\int_{\eta_{\tau+(n-1)\Delta t,1}}^s g_n(s) ds + \int_{\eta_{\tau+(n-2)\Delta t,2}}^{\eta_{\tau+(n-1)\Delta t,1}} g_{n-1}(s) ds + \dots \right. \\ \left. \dots + \int_{\eta_{\tau,n}}^{\eta_{\tau+\Delta t,n-1}} g_1(s) ds + Q_{\tau}(\eta_{\tau,n}) \right]^{-\frac{1}{M}} d\eta_{\tau,n} \quad (2-4-4_n)$$

ここに、 $g_n(y)$ は $t = \tau + (n-1)\Delta t$ から $t = \tau + n\Delta t$ までの流入量の場所的变化を示し、この間時間的には一定であると考えた場合のものである。 $\eta_{\tau+(n-i)\Delta t,i}$ は $t = \tau + n\Delta t$ ($t = \tau + (n-i)\Delta t$ から $i\Delta t$ 時間だけ後の時刻) に y_L に達する特性曲線の上で、 $t = \tau + (n-i)\Delta t$ における y の値をあらわす。

(2) 計算例

(2-4-3) 式にもとづいて下流端流量を算出する場合には、ある時刻の流量を一つだけ求めるのに、それに対応した Δt 時間ごとの各 q を求める必要がある。これらは、前に示した条件式から求めるわけであるが、特性曲線の出発する位置、例えば $\eta_{\tau,n}$ を仮定して所定の時間だけ後にちようど y_L に達するように、 $\eta_{\tau,n}$ を変えながら試算を繰り返さなければならない。そこで、実際に Δt および q を与えて数値計算を行なうときは、かなり長時間にわたる下流端流量の時間的变化を求めることが多いので、つぎに示すような方法で計算する方が便利である。すなわち、上流端から下流端まで一定間隔で区切り、その区切り点を $\eta_{0,1}$ 、 $\eta_{0,2}$ 、……、 $\eta_{0,n}$ とする。普通、時間の初め $t=0$ における各点の流量 $Q_0(\eta_{0,i})$

は与えられるから、 $t=0$ から $t=\Delta t$ までの流入 $g_1(y)$ がわかると、 $\eta_{0,1}$ 、 $\eta_{0,2}$ 、……、 $\eta_{0,n}$ に対応した $t=\Delta t$ における y の値 $\eta_{1,1}$ 、 $\eta_{1,2}$ 、……、 $\eta_{1,n-1}$ およびそれら各点の流量はつぎの式から求められる。

$$Q_{\Delta t}(\eta_{1,i-1}) = \int_{\eta_{0,i}}^{\eta_{1,i-1}} g_1(s) ds + Q_0(\eta_{0,i}),$$

$$\Delta t = M \int_{\eta_{0,i}}^{\eta_{1,i-1}} \left[\int_{\eta_{0,i}}^s g_1(s) ds + Q_0(\eta_{0,i}) \right]^{-\frac{1}{4}} \cdot ds$$

ただし、 $i=1, 2, \dots, n$ であつて、 $\eta_{1,0} = y_L$ になる。

これらの式を計算することによつて、 $t=\Delta t$ における流量分布 $Q_{\Delta t}(\eta_{1,i-1})$ を求めることができ、これをグラフに描くことによつて $t=\Delta t$ における任意の位置の流量が求められる。これから同様な手順によつて $t=2 \cdot \Delta t$ 、……、 $t=n \cdot \Delta t$ における流量分布を逐次求めていくと、そのつど下流端における Δt 時間ごとの流量が一つずつ計算できることになる。

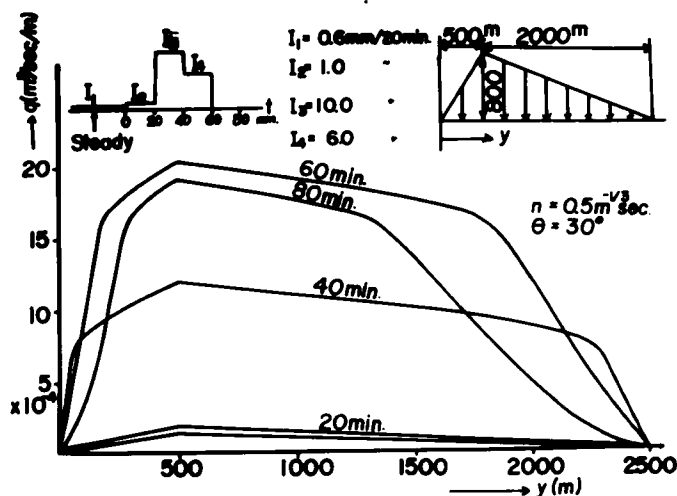


図-2-13 模型斜面からの流入量分布

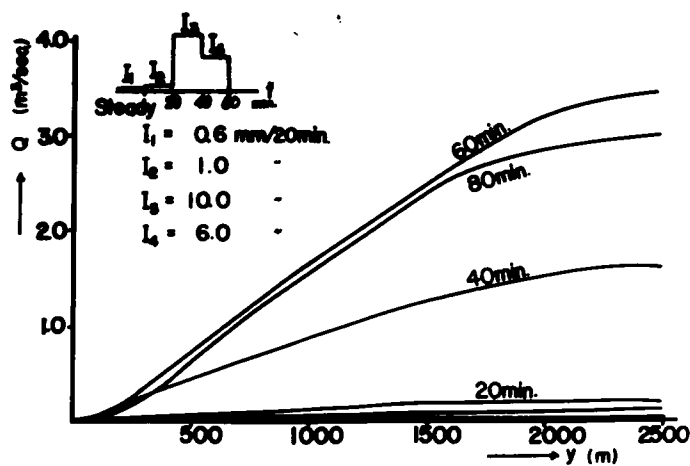


図-2.14 流路内流量分布

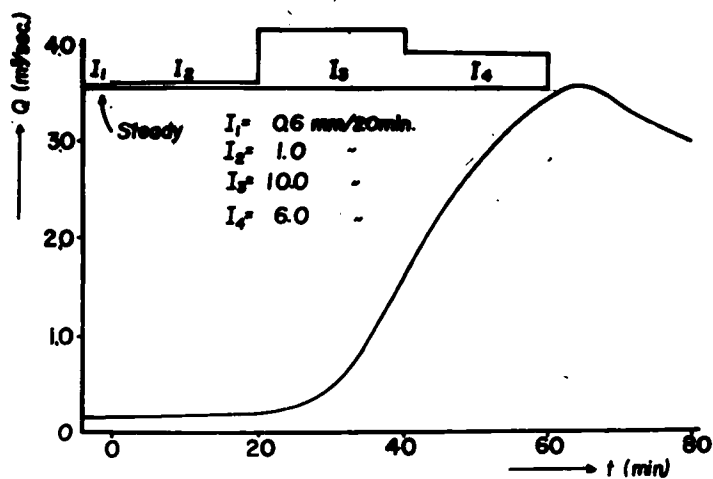


図-2.15 下流端流量の時間的变化

図-2.13、図-2.14、図-2.15 はこのような計算結果の一
 一例を示したものである。斜面は図-2.13の中に示したように三
 角形斜面であつて、 $\sin \theta = 0.5$ 、 $n = 0.5 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{sec.}$ とした場
 合を5分ごとに計算して、底辺に沿う流路への流入量を算出した。

この流入量の20分ごとの場所的变化を示したのが図-2.13である。図-2.14は、図-2.13に示したような流入があつた場合、に流路における20分ごとの流量分布状態を示したものである。図-2.15は、これらの計算によつて求められた下流端流量の時間的变化である。なお、流路はV型断面とし、 $a=3$ 、 $\sin\theta_s=0.1$ 、 $n_s=0.07m^{1/4}$ secの場合を対象として計算したものであつて、流路総延長は2,500m、最大斜面奥行は800m、斜面面積は1Km²である。

ここに示した計算例では、模型斜面からの流入量や流路内での流量変化について非常に詳細な計算を行なつたのであるが、実際の流域を対象としたときに、その中の各微小流域について上記の計算を行なうことは、計算が繁雑であるという点で実用的ではない。したがつて、次節以後にその方法を示すように、工学的精度を満足する範囲内で、できるだけ計算を簡略にしなければならない。とくに流路への流入量の時間的場所的变化の取り扱い方によつて、この計算量が左右されるといつても過言ではない。しかし、対象とする流域が大きくなると、分割区域数を少なくするために、流路を含むかなり大きな区域からの流出流量を本川または支川への流入量としなければならない。こうした意味から、ここで示した程度の流域からの流出を流路への流入量として計算することが多いので、上に示した計算例がこのような場合の一般的傾向を示すものと考えられる。しかしながら、降雨の時間的变化は非常に複雑で、任意性に富んだ変化をするので、現象全般にわたつてその傾向が把握できるわけではない。二・三の計算結果からわかることは、流出に対する斜面での遲滯効果が流路のそれにくらべて著しく大きく、したがつて、区域からの流出流量の変化状態が斜面において決定的な支配をうけるということである。このことは、区域から流路への流入量を、区域全体が斜面であるとして算出しても差支えないことを示すものであつて、次節においては、この性格を利用して計算法の簡易化を試みることにする。

・次5節 山間地流域からの流出とその取り扱い方法

次3節で述べたように、対象とする区域内にはつきりとした流路の形成がみとめられないような場合は、その区域全体を一つの長方形斜面とみなして流出を計算しても差し支えないと考えられるが、一般河川流域を取り扱う場合のように、流路を含む区域を対象とするときは、斜面および流路における粗度係数・勾配など、流出に關与する要素がそれぞれ異なつた値を示すのが普通であるから、厳密には斜面および流路における現象を別々に解析し、それらを結びつけるという方法を採用しなければならない。しかしながら、この計算方法は非常に繁雜であり、實際の流域を対象としてこの方法を実用化することはほとんど不可能である。そこで、斜面または流路のいずれか一方に重点をおいて方程式を組み立て、他の効果をこれに導入するという方法を採用するのが妥当なようである。この場合、どちらに重点をおくかは、流出に与える影響の大小や目的によつて異なるわけである。例えば、雨水流出の一般的性格を検討する場合は、前節にも述べたようにその性格が山腹斜面においてほとんど決定されるから⁴⁾、山腹斜面からの流出について検討すれば十分である。しかし、後に述べるように、ここで問題としているのがいろいろな流域からの流出の違いであり、その違いを比較的容易に測定できる各流域の諸量によつてあらわすことが、この論文の才ノ目的であるから、流域によつて大差のない山腹斜面からの流出に重点をおくよりも、ここでは流路における流出を主体として考察を進めるのが妥当であると考えられる。このような考え方に従つて、次4節に示した結果に山腹斜面の効果を導入するわけであるが、前に述べたように、繁雜な方法は避け、工学的精度を満たす範囲内で、できるだけ簡易な方法を採用することにした。

(1) 流路への流入量

流路のある区間に流入してくる流量を計算する場合、その集水

区域が斜面だけの場合は、長方形斜面に置きかえても差し支えないことは、オウ節で述べたとおりである。しかしながら、一般河川流域を対象とするときに、流路を含まない山腹斜面だけの部分を基礎単位として流域全体を区分することは、その数が莫大な数におよぶので實際上計算は不可能に近く、また計算が可能であっても、かならずしも計算精度が高いとはいえない。そこで、ある程度の流路を含めて単位の区域面積を大きくし、その数を少なくする方法を考えなければならない。この方法を採用するときの問題となるのは、その区域から流路への流入量をどのようにして算定するかということであり、以下この問題について少し考察してみることにする。

前に述べたように、雨水流出の性格は山腹斜面においてほとんど決定的となるが、この傾向は対象とする区域が小さいほど顕著である。したがって、小さい流路を含む区域からの流出も、性格的には山腹斜面からの流出とほとんどかわらないものとみて差し支えない。しかも、斜面形を長方形に置き換える近似が許されるから、斜面が帯状の長方形斜面の集まりであると考えて、そこからの流出状況を検討すれば、各区域から流路への流入量の取り扱い方にある基準が与えられるであろう。このように考えると、長方形斜面の下流端における流出流量を対象として考察を進めればよいわけであるが、この場合、オウに問題となるのは斜面の奥行きである。実際に山地における斜面を調査してみると、流路の形成がみとめられない斜面の最大流下距離は、大体 $100 \sim 200 \text{ m}$ 程度のものが多く、小さい流路を含む区域を取り上げて 1 km 前後のものが多い。このような区域からの流出は、数値計算結果から大体の値を推定すると、斜面においては $40 \sim 50$ 分、流路においては $10 \sim 30$ 分間一定の供給が継続すると定常状態に達する。実際には供給が不規則に変動するので、一義的に決定することはできないが、上に指適した程度の区域からは大体 1 時間前後で表面流出が定常状態になると考えても差し支えないであろう。(図

…2.4 参照)。流路に対してはこれが流入量となるわけであるが、このような流入量は、オ4節に示した流路における計算では、ある一定時間 Δt の間一定としなければならない。そこで、オ3節に示した長方形斜面における流出計算式にもとづいて、 Δt 時間内の流出流量の平均値を求める必要がある。この場合、計算を簡略にする目的で、区域全体を長方形斜面と考えたとしても、定められた Δt 時間内の流入量の平均値を一つ一つ計算して求めることは、非定常の場合も考えられるので非常に繁雑であり、実河川を対象とする流出計算ではほとんど不可能な方法である。

そこで、この種の計算における流入量の簡単な取り扱い方を定める意味で、つぎに述べるような考え方で流入量の算出方法を検討してみる。すなわち、流入量は山腹斜面での現象によつて支配されるから、流入量算出の時間単位 Δt_1 と流路における計算の時間単位 Δt とをひとまず別個のものとして考察し、 Δt_1 時間について流入量の平均値を求めた上で、流入量の Δt 時間の平均値を算出することにする。ここで、 Δt_1 時間としてどのような時間をとるかということが問題となるが、計算上の便宜からはつぎのような Δt_1 を採用すると好都合である。すなわち、ある降雨 I が Δt_1 時間継続し、 I が開始してからちやうど Δt_1 時間後に I によつて生じた区域からの流出が定常状態に達する。一連降雨についてこのような関係にある Δt_1 と I とを求めるには、 Δt_1 を増減してその間の平均降雨強度 I を調整し、その I によつて生じる区域からの流出が定常になるまでの時間が Δt_1 となるようにすればよいわけであるから、どのような降雨分布の場合でも、上のような関係にある Δt_1 と I とが存在するはずである。そこで、まずこのような Δt_1 と I とによつて流入量の算出方式を検討してみることにする。

いま、 I_1 という降雨が Δt_{11} 時間供給された後に対象とする降雨 I_2 が開始され、これが Δt_{12} 時間継続する間の長方形斜面からの平均流出流量を求めてみよう。このような場合には、(2-3-8)

式が

$$q = f_1(\xi) = I_2(X_L - \xi) + I_1\xi.$$

$$t = f_2(\xi) = M \int_{\xi}^{X_L} \left\{ I_2(S - \xi) + I_1\xi \right\}^{-\frac{2}{5}} dS$$

のようにあらわれるから、流出流量が Δt_{12} 時間で定常になるとして、その間の平均値を求めるとつぎのようになる。

$$\begin{aligned} \bar{q} &= \frac{1}{\Delta t_{12}} \int_0^{\Delta t_{12}} q dt = \frac{1}{f_2(0)} \int_{X_L}^0 f_1(\xi) \cdot \frac{df_2(\xi)}{d\xi} \cdot d\xi \\ &= I_2 \left\{ \frac{5}{8} + \frac{5}{8} \left(\frac{I_1}{I_2} \right)^{\frac{3}{5}} \right\} \cdot X_L \dots\dots\dots (2-5-1) \\ &= K X_L \end{aligned}$$

$$\text{ただし、 } K = I_2 \left\{ \frac{5}{8} + \frac{5}{8} \left(\frac{I_1}{I_2} \right)^{\frac{3}{5}} \right\}$$

K は I_1 と I_2 との組み合わせによって定まる定数であつて、 X_L は区域を長方形に変換したときの興行をあらわす。ここで、流路の上流端から測つた距離を y であらわし、流路に沿つて y の位置に至るまでの流域面積を $A(y)$ であらわすと上式は、

$$\bar{q} = K \cdot \frac{dA(y)}{dy} \dots\dots\dots (2-5-2)$$

であらわされる。このような型式で流路への流入量をあらわすことにすると、やゝに、単独降雨の場合に限つて降雨と流路への流入量との間に量的釣合が成立しないという難点が生じるが、洪水を招くような一連降雨を対象とするときは量的釣合が成立するの

で、一応この問題は考慮外におくことにする。次に、 I_1 と I_2 という二つの降雨を対象として流路への流入量を算出するときには、これら二つの降雨から K の値を(2-5-1)式にもとづいて決定するわけであるが、 I_1 および I_2 はそれぞれ Δt_{I1} および Δt_{I2} 時間の平均降雨強度であつて、これらによって求められた流路への流入量は Δt_{I2} 時間の平均値になつてゐる。ところが、計算に必要なものは Δt 時間の平均流入量であるから、 Δt_{I2} と Δt の関係、およびそれらに対応した平均流入量の相関をどうするかが問題となる。しかしながら、流路における計算の時間単位 Δt は応用面から1時間に決定することが多いために、前に述べたように I の時間単位はこれとは別に Δt_I として考察を進め、その Δt_I が定められた後に、それにもとづいて算出された流入量から各 Δt 時間の平均流入量を求めることにする。そのためには Δt_I を Δt の整数倍にすると都合である。

さて、(2-5-1)式は、 I と X_L との各組み合わせに対応した Δt_I を用いるという条件のもとで成立するわけであるから、 I の変化に応じて、また各区域の X_L に応じて、 Δt_I を変化させなければならない。しかしながら、降雨強度に応じて Δt_I を変化させると、ここで取上げた流路への流入量の計算だけでも相当複雑な取り扱いを必要とするので、所期の計算精度を保つような一定の Δt_I を使用して、計算をできるだけ簡単にしよう考慮しなければならない。そのためには、まず、流域を多くの区域に分割するとき、各区域の規模がほとんど同一となるように分割し、 X_L の差による Δt_I の変化をできるだけ小さくする。つぎに、 Δt_I は当然 I によつても変化するわけであるから、よく用いられるように、その変化の模様を区域からの流出流量のピークに重点を置いて考察してみると、区域上流端から下流端までの伝播時間、すなわち、今の場合には最大降雨強度の発生した時刻をはさんだ Δt_I 時間になるが、この間に降つた降雨がピークに影響を与えるから、各出水ごとの最大降雨強度付近の降雨とその時間的分布形に応じて Δt_I が変化することになるが、この Δt_I の算出に

は最大降雨強度付近の降雨だけでなく、それ以前の降雨について計算した結果を使用しなければならないので、結局、降雨開始時から複雑な計算を繰返すことによつて Δt_I を算出することになる。したがつて、降雨の何らかの代表値を用いて、上に述べたように Δt_I の代表値を求める方法は、計算を簡易化するという目的に適しないわけであり、他方、簡易化に重点をおいて、例えば全降雨の平均値によつて Δt_I を定めるとする方法を採用すると、出水ごとに Δt_I が変化するばかりでなく、 Δt_I をいわゆる適当に定める方法と精度の上では変わらないことになる。さらに水文資料の整理上の問題や、その精度と計算値の精度とのバランスという点などを考慮すると、詳細な計算を行なつて Δt_I を決定するよりも、実際の現象にもとづいて適当に Δt_I を定め、その Δt_I を使用するために生じると思われる誤差は、 K の中に含めることにして、流路への流入量を(2-5-2)式の形であらわす方が水文学的手法としてはむしろ妥当であると思う。

以上は、主として表面流出に対する考察であるが、流路への流入量はこの表面流出だけでなく、中間流出や地下水流出に相当するものも考慮しなければならない。これら各流出成分の性格については、前に述べたとおりであるが、これら各成分を区別して取り扱うときは、こゝでは取り扱い上、 Δt_I の違いによつて各成分を区別することにする。それは、(2-5-2)式によつて区域から流路への流入量を算出することになると、 Δt_I によつてのみ各成分の性格を表現し得ることになるからである。これを実際の流路について検討してみると、計算上の時間の単位を1時間にするものが多く、この間の伝播距離が一般の山間地小流域では3~5Kmであつて、この流路区間に雨水が流入する区域の面積が5~10Km²である。この程度の大きさの区域からの流入量を前に述べたように、表面流出の成分と中間流出の成分とに分けて計算してみると、中洪水以下の出水の場合は表面流出の計算値が大きくなる傾向にあつて好ましくないようである。例えば、50~100Km²の流域内に

おける各区域からの流出を対象とするときは、損失以外の各成分を分離しないでこれらを一括して取り扱い、 Δt を5～6時間にとると適合性が非常によくなるようである。このように、流出成分の問題は、使用する計算法とも関連があるのであって、流入量を(2-5-1)式であらわす場合は、中小河川の中程度以下の出水に対しては流出成分の分離の問題は、損失となる成分のみを考慮すればよいということになる。しかし、流域および出水の規模が大きくなると、当然表面流出と中間流出とに分離して取り扱うことが必要になるものと思われる。このような結果は、(2-5-1)式を用いて流路への流入量を算出した場合のものであるが、この方面の詳細な研究によって一つの貴重な資料になるものと思う。

(2) 流出計算式

山間地流域からの流出を対象とするときは、前に述べたように、第4節に示した流路における計算式をそのまま利用し、(2-5-2)式に示した流入量を採用することによつて、降雨と下流端流量との複雑な関係をかなり簡略な式で表現することができる。これを、特性曲線が y 軸上から出発する場合と、 t 軸から出発する場合との二つにわけて、前と同様な記号を使ってあらわすとつぎのようになる。

すなわち、前者においては、一般に $t=0$ における流量分布が与えられるから、これを、 $y = \eta_{0,n}$ において $Q = Q_0(\eta_{0,n})$ であるとするれば、 $t = n \cdot \Delta t$ における下流端流量 $Q_{n \cdot \Delta t}(y_L)$ は、

$$Q_{n \cdot \Delta t}(y_L) = K_n \{ A(y_L) - A(\eta_{n-1,1}) \} + K_{n-1} \{ A(\eta_{n-1,1}) - A(\eta_{n-2,2}) \} \\ + \dots + K_1 \{ A(\eta_{1,n-1}) - A(\eta_{0,n}) \} + Q_0(\eta_{0,n}) \dots \dots \dots (2-5-3)$$

であらわされる。ここに K_n は、 $t = (n-1)\Delta t$ から $t = n \cdot \Delta t$ ま

での単位面積当りの流入量である。ただし、式中の各 η はつぎの各条件式を満足するものでなければならない。

$$\Delta t = M \int_{\eta_{0,n}}^{\eta_{1,n-1}} \left[K_1 \{ A(S) - A(\eta_{0,n}) \} + Q_0(\eta_{0,n}) \right]^{-\frac{1}{4}} dS \quad \dots (2-5-4_1)$$

$$\Delta t = M \int_{\eta_{1,n-1}}^{\eta_{2,n-2}} \left\{ K_2 \{ A(S) - A(\eta_{1,n-1}) \} + K_1 \{ A(\eta_{1,n-1}) - A(\eta_{0,n}) \} + Q_0(\eta_{0,n}) \right\}^{-\frac{1}{4}} dS \quad \dots (2-5-4_2)$$

$$\Delta t = M \int_{\eta_{n-1,1}}^{\eta_L} \left\{ K_n \{ A(S) - A(\eta_{n-1,1}) \} + \dots + K_1 \{ A(\eta_{1,n-1}) + A(\eta_{0,n}) \} + Q_0(\eta_{0,n}) \right\}^{-\frac{1}{4}} dS \quad \dots (2-5-4_n)$$

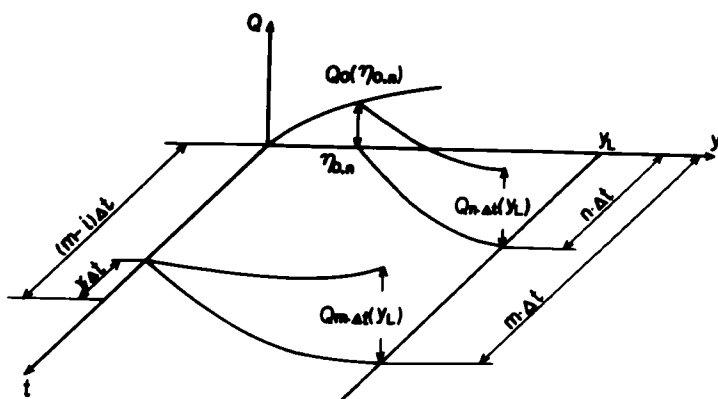


図-2.16 計算式説明図

つぎに、特性曲線が τ 軸から出発する場合は $y=0$ 、すなわち上流端において A, Q ともに0であるから、 $\tau=m \cdot \Delta\tau$ における下流端流量は

$$Q_m \cdot \Delta\tau(y_L) = K_m \left\{ A(y_L) - A(\eta_{m-1,1}) \right\} + \dots + K_{m-i+1} \left\{ A(\eta_{m-i+1,i-1}) - A(\eta_{m-i,i}) \right\} \\ + K_{m-i} A(\eta_{m-i,i}) \quad \dots\dots\dots (2-5-5)$$

のようにあらわされる。この場合の η はつぎの各条件式を満足する必要がある。

$$\gamma \cdot \Delta\tau = M \int_0^{\eta_{m-i,i}} \left[K_{m-i} A(S) \right]^{-\frac{1}{4}} dS, \quad 0 \leq \gamma \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2-5-6_1)$$

$$\Delta\tau = M \int_{\eta_{m-i,i}}^{\eta_{m-i+1,i-1}} \left[K_{m-i+1} \left\{ A(S) - A(\eta_{m-i,i}) \right\} + K_{m-i,i} (\eta_{m-i,i}) \right]^{-\frac{1}{4}} dS \\ \dots\dots\dots (2-5-6_2)$$

$$\Delta\tau = M \int_{\eta_{m-1,1}}^{y_L} \left\{ K_m \left\{ A(S) - A(\eta_{m-1,1}) \right\} + K_{m-1} \left\{ A(\eta_{m-1,1}) - A(\eta_{m-2,2}) \right\} + \dots\dots\dots \right. \\ \left. \dots\dots + K_{m-i} A(\eta_{m-i,i}) \right\}^{-\frac{1}{4}} dS \quad \dots\dots\dots (2-5-6_{i+1})$$

これらの式を具体的な数値について計算するときは、前者においては $\eta_{0,n}$ 、後者においては $\eta_{m-i,i}$ あるいは γ のうちいずれか一方を仮定して、試算的に全条件式を満足するように各 η を決定しなければならない。この計算は $A(S)$ が S の一次関数であらわされるときは比較的容易であるが、一般には複雑な形をしているので各条件式の不定積分が求められない。したがって、非常に複雑な

数値計算をくりかえすことになるので、実際の数値について上の式を計算することはほとんど不可能であろう。そこで、以下に述べるように、資料と計算値の精度の均衡を保ちながら、逐次計算式の簡略化を試みることにする。

(a) まず、積分を区分求積法によって計算することにすれば、例えば (2-5-4_n) 式および (2-5-6_{i+1}) 式はそれぞれ

$$\Delta t = \frac{M}{2} (y_L - \eta_{n-1,1}) \left[Q_{(n-1)\Delta t}(\eta_{n-1,1}) \right]^{-\frac{1}{4}} \left[1 + \left(1 + \frac{K_n \{A(y_L) - A(\eta_{n-1,1})\}}{Q_{(n-1)\Delta t}(\eta_{n-1,1})} \right)^{-\frac{1}{4}} \right],$$

(2-5-7)

$$\Delta t = \frac{M}{2} (y_L - \eta_{m-1,1}) \left[Q_{(m-1)\Delta t}(\eta_{m-1,1}) \right]^{-\frac{1}{4}} \left[1 + \left(1 + \frac{K_m \{A(y_L) - A(\eta_{m-1,1})\}}{Q_{(m-1)\Delta t}(\eta_{m-1,1})} \right)^{-\frac{1}{4}} \right]$$

(2-5-8)

のようにあらわされる。ただし、

$$Q_{(n-1)\Delta t}(\eta_{n-1,1}) = K_{n-1} \{A(\eta_{n-1,1}) - A(\eta_{n-2,2})\} + K_{n-2} \{A(\eta_{n-2,2}) - A(\eta_{n-3,3})\} \\ + \dots + K_1 \{A(\eta_{1,n-1}) - A(\eta_{0,n})\} + Q_0(\eta_{0,n}),$$

$$Q_{(m-1)\Delta t}(\eta_{m-1,1}) = K_{m-1} \{A(\eta_{m-1,1}) - A(\eta_{m-2,2})\} + K_{m-2} \{A(\eta_{m-2,2}) - A(\eta_{m-3,3})\} \\ + \dots + K_{m-i+1} \{A(\eta_{m-i+1,i-1}) - A(\eta_{m-i,i})\} + K_{m-i} A(\eta_{m-i,i}),$$

である。あるいは、

$$\Delta t = \frac{M}{2} (y_L - \eta_{n-1,1}) \left[Q_{n,\Delta t}(y_L) \right]^{-\frac{1}{4}} \left[1 + \left(1 - \frac{K_n \{A(y_L) - A(\eta_{n-1,1})\}}{Q_{n,\Delta t}(y_L)} \right)^{-\frac{1}{4}} \right]$$

(2-5-7')

$$\Delta t = \frac{M}{2} (y_L - \eta_{m-1,1}) \left[Q_{m,\Delta t}(y_L) \right]^{-\frac{1}{4}} \left[1 + \left(1 - \frac{K_m \{A(y_L) - A(\eta_{m-1,1})\}}{Q_{m,\Delta t}(y_L)} \right)^{-\frac{1}{4}} \right] \quad (2-5-8')$$

のようにもあらわされる。ただし、

$$Q_{n,\Delta t}(y_L) = Q_{(n-1)\Delta t}(\eta_{n-1,1}) + K_n \{A(y_L) - A(\eta_{n-1,1})\},$$

$$Q_{m,\Delta t}(y_L) = Q_{(m-1)\Delta t}(\eta_{m-1,1}) + K_m \{A(y_L) - A(\eta_{m-1,1})\}$$

である。これらのうち、まず(2-5-7)および(2-5-8)式について考察を進めることにする。(2-5-7)式および(2-5-8)式において、 $K_n \{A(y_L) - A(\eta_{n-1,1})\} / Q_{(n-1)\Delta t}(\eta_{n-1,1})$ および $K_m \{A(y_L) - A(\eta_{m-1,1})\} / Q_{(m-1)\Delta t}(\eta_{m-1,1})$ は、それぞれ区間 $\eta_{n-1,1} \sim y_L$ および $\eta_{m-1,1} \sim y_L$ において $(n-1)\Delta t \sim n \cdot \Delta t$ および $(m-1)\Delta t \sim m \cdot \Delta t$ の間の Δt 時間に流入する量と $t = (n-1)\Delta t$ 、 $y = \eta_{n-1,1}$ および $t = (m-1)\Delta t$ 、 $y = \eta_{m-1,1}$ における流量との比をあらわす。換言すれば、ある区間に流入する Δt 時間の量とその区間の上流端における流量との比をあらわすわけであるから、流域の上流端近くで、しかも降雨強度が増大している場合を除くと、一般に非常に小さい値を示すはずである。このように考えると、流域内流路のほとんどの位置では、この項を省略して、

$$\Delta t \doteq M (\eta_{u,v} - \eta_{u-1,v+1}) \left[Q_{(u-1)\Delta t}(\eta_{u-1,v+1}) \right]^{-\frac{1}{4}} \quad (2-5-9)$$

が近似的に成立すると考えて各 η を計算しても差し支えないことになる。ここに、 $\eta_{u,v}$ は $v \cdot \Delta t$ 時間だけ後に y_L に達する特性曲線が $t = u \cdot \Delta t$ において示す y の値であつて、 $t \sim y$ 平面上の点を一般的に表現しようとしたものである。しかしながら、上に述べたように、上流端にある区間ではこの近似計算法をそのまま適用することは困難である。その理由は、この区間においては、区間内流路のある位置での流量が上流端からその位置までの流入量の積分値にほぼ等しいと考えられるので、前に省略した項が /

に近い値を示すことになるからである。そこで、この項が1になるものとして上流端にある区間に対する計算式をつくると、例えば(2-5-6,) 式は

$$\delta \cdot \Delta t \doteq \frac{1.84}{2} M \cdot \eta_{m-i,i} \left\{ K_{m-i} A(\eta_{m-i,i}) \right\}^{-\frac{1}{4}}, \quad 0 \leq \delta \leq 1$$

のようになる。したがって、(2-5-9) 式を一般的に表現すると、

$$\Delta t = \mu_0 M (\eta_{u,v} - \eta_{u-1,v+1}) \left\{ Q_{(u-1)\Delta t}(\eta_{u-1,v+1}) \right\}^{-\frac{1}{4}}$$

となり、この式の係数ともいべき μ_0 の値が 0.92 から 1.0 までの範囲で変化することになる。ただし上流端の区間に対しては、 $\eta_{u-1,v+1} = 0$ とし、 $Q_{(u-1)\Delta t}(\eta_{u-1,v+1})$ の代りに $K_u A(\eta_{u,v})$ を使用する。 μ_0 の値は、1 より小さい値を示す範囲がほとんど上流端付近に限定されることや計算方法の近似の程度などを考慮すると、常に 1 として取り扱う方が計算の簡易化という面からも妥当である。

このようにして、流出計算法としては、(2-5-9) 式にもとづいて、つぎの各式から各 η を算出し、この結果を用いて、下流端流量を算定する方法を採用することにする。すなわち、特性曲線が y 軸から出発するときは、下の各式から試算的に各 η を求める。

$$\Delta t = M (y_L - \eta_{0,1}) \left\{ Q_0(\eta_{0,1}) \right\}^{-\frac{1}{4}} \quad (2-5-10_1)$$

$$\Delta t = M (y_L - \eta_{1,1}) \left\{ K_1 \{ A(\eta_{1,1}) - A(\eta_{0,2}) \} + Q_0(\eta_{0,2}) \right\}^{-\frac{1}{4}} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\}$$

$$\Delta t = M (\eta_{1,1} - \eta_{0,2}) \left\{ Q_0(\eta_{0,2}) \right\}^{-\frac{1}{4}}$$

..... (2-5-10₂)

$$\left. \begin{aligned} \Delta t &= M(y_L - \eta_{2,1}) \left\{ K_2 \{ A(\eta_{2,1}) - A(\eta_{1,2}) \} + K_1 \{ A(\eta_{1,2}) - A(\eta_{0,3}) \} + Q_0(\eta_{0,3}) \right\}^{-\frac{1}{n}} \\ \Delta t &= M(\eta_{2,1} - \eta_{1,2}) \left\{ K_1 \{ A(\eta_{1,2}) - A(\eta_{0,3}) \} + Q_0(\eta_{0,3}) \right\}^{-\frac{1}{n}} \\ \Delta t &= M(\eta_{1,2} - \eta_{0,3}) \left\{ Q_0(\eta_{0,3}) \right\}^{-\frac{1}{n}} \end{aligned} \right\}$$

..... (2-5-10)

一方、降雨開始時に上流端を起した擾乱が下流端に達した時刻、すなわち、 $t=0$ 、 $y=0$ から出発した特性曲線が $y=y_L$ に達したときの時刻 ($j \cdot \Delta t$) 以後の下流端流量を算出しようとするときは、以下に示す式を試算的に計算して各 η を求めなければならない。例えば、 $t=(u+v) \cdot \Delta t$ 、 $(u+v) > j$ における下流端流量を求めるときは、下の各式を満足する各 η を算出する必要がある。

$$\left. \begin{aligned} j \cdot \Delta t &= M \cdot \eta_{u,v} \left\{ K_u A(\eta_{u,v}) \right\}^{-\frac{1}{n}} \\ \Delta t &= M(\eta_{u+1,v-1} - \eta_{u,v}) \left\{ K_u A(\eta_{u,v}) \right\}^{-\frac{1}{n}} \\ \Delta t &= M(\eta_{u+2,v-2} - \eta_{u+1,v-1}) \left\{ K_{u+1} \{ A(\eta_{u+1,v-1}) - A(\eta_{u,v}) \} + K_u A(\eta_{u,v}) \right\}^{-\frac{1}{n}} \\ \Delta t &= M(y_L - \eta_{u+v-1,1}) \left\{ K_{u+v-1} \{ A(\eta_{u+v-1,1}) - A(\eta_{u+v-2,2}) \} + \dots + K_u A(\eta_{u,v}) \right\}^{-\frac{1}{n}} \end{aligned} \right\}$$

..... (2-5-11)

これらの諸式を計算した結果、各 η が求められると、それを (2-5-3) および (2-5-5) 式に代入して下流端流量を算定す

することができる。

この計算は、対象とする流域がある程度大きくなると、その計算量は膨大なものとなり、しかも支川を数多く含む流域では非常に繁雑となるので実用には適しない。そこで、この計算法の実用化を目的として、さらに計算法の簡易化を試みた結果をつぎに述べることにする。

(b) (2-5-10) および (2-5-11) 式からもわかるように、流量が各 Δt 時間内の伝播距離とその間の流入量との総合結果としてあらわされるために、どうしても試算法が必要となり、したがって計算が非常に繁雑となるわけである。例えば、(2-5-11) 式においては、最初の式の η を仮定して各 η を算出し、これらが最後の式を満足するまでの値を変えながら試算を繰返すことになる。そこで、(2-5-10) および (2-5-11) 式が各 Δt 時間内の伝播距離を求める関係式であるから、まずこれらの式の中の流量にばオノ近似値としてできるだけ簡単な計算法によって算出できるものを採用し、これによって求められた各 η を用い、再度流量を計算するという方法を採用してみる。このようにして求められた流量はオノ近似値となるわけであって、もしも実測値があれば、これと比較することによって計算精度を検討することができる。

さて、この方法を具体的に説明すると、(2-5-9) 式の $\eta_{u-1, v+1}$ における流量を

$$\bar{K} \cdot A(\eta_{u-1, v+1})$$

であらわし、 Δt 時間内の伝播距離を、

$$\eta_{u, v} - \eta_{u-1, v+1} = \frac{\Delta t}{M} \left[\bar{K}_{\eta_{u-1, v+1}} A(\eta_{u-1, v+1}) \right]^{\frac{1}{2}}$$

.....(2-5-12)

として逐次各 η を求めていくことになる。ここに、

$$\overline{K}_{\eta_{u-1}, \eta_{u+1}} = Q_{(u-1)\Delta t}(\eta_{u-1}, \eta_{u+1}) / A(\eta_{u-1}, \eta_{u+1})$$

であつて、これは特性曲線に沿つた比流量ともいふべきものであるが、これを厳密に算出することは、流出全体を計算することになるので、 $\overline{K}_{\eta_{u-1}, \eta_{u+1}}$ の値としては特性曲線が出発した時刻から対象とする時刻 $(u-1)\Delta t$ までの Δt 時間ごとの流入量の和をその時間で除した平均値を用いることにする。これは、特性曲線に沿つて Δt 時間ごとの伝播距離を決定し、これにもとづいて流路を区切つたとき、それぞれの区間に雨水が流入する各区域の面積がほぼ等しいと考えた場合に相当する。実際には下流ほど流量が大きく、したがつて、 Δt 時間内の伝播距離が長くなるが、各区域の面積はかならずしも下流ほど大きくなるとは限らないので、 \overline{K} の値として上記の平均値を使用することによって大きな誤差を生じるとは思われない。このようにして、流量の η 近似値を算出することになると、下流端 y_L における Δt 時間ごとの流量はつぎのようにして求めることができる。まず、つぎの式から $\eta_{0,1}$ を求める。

$$\Delta t = M(y_L - \eta_{0,1}) \left[K_0 A(\eta_{0,1}) \right]^{-\frac{1}{4}}$$

ただし、 $K_0 = Q_0(\eta_{0,1}) / A(\eta_{0,1})$ であつて、 $Q_0(\eta_{0,1})$ は普通初期条件として与えられるものである。最初の流入 K_1 が開始されて Δt 時間後の y_L における流量は、先に求めた $\eta_{0,1}$ を用いて

$$Q_{\Delta t}(y_L) = K_1 \left\{ A(y_L) - A(\eta_{0,1}) \right\} + K_0 A(\eta_{0,1}) \dots \dots (2-5-13)$$

によつて計算される。つぎに

$$\Delta t = M(y_L - \eta_{1,1}) \left[\overline{K}_{0,1} A(\eta_{1,1}) \right]^{-\frac{1}{4}}$$

$$\Delta t = M(\eta_{1,1} - \eta_{0,2}) \left[K_0 A(\eta_{0,2}) \right]^{-\frac{1}{4}}$$

を計算して $\eta_{1,1}$ および $\eta_{0,2}$ を求め、これらの結果から、

$$\alpha_{2 \cdot \Delta t}(y_L) = K_2 \{ A(y_L) - A(\eta_{1,1}) \} + K_1 \{ A(\eta_{1,1}) - A(\eta_{0,2}) \} + K_0 A(\eta_{0,2})$$

----- (2-5-13₂)

によつて $2 \cdot \Delta t$ 時間後の y_L における流量を計算する。ただし、 $\bar{K}_{0 \sim 1}$ は K_0 と K_1 の平均値であり、 K_2 は $t = \Delta t$ から $t = 2 \cdot \Delta t$ までの流入をあらわす。このようにして、 $t = n \cdot \Delta t$ の y_L における流量は、

$$\Delta t = M(y_L - \eta_{n-1,1}) \left[\bar{K}_{0 \sim n-1} A(\eta_{n-1,1}) \right]^{-\frac{1}{4}}$$

$$\Delta t = M(\eta_{n-1,1} - \eta_{n-2,2}) \left[\bar{K}_{0 \sim n-2} A(\eta_{n-2,2}) \right]^{-\frac{1}{4}}$$

⋮

$$\Delta t = M(\eta_{1,n-1} - \eta_{0,n}) \left[K_0 A(\eta_{0,1}) \right]^{-\frac{1}{4}}$$

を計算して各 η を求め、

$$Q_{n \cdot \Delta t}(y_L) = K_n \{ A(y_L) - A(\eta_{n-1,1}) \} + K_{n-1} \{ A(\eta_{n-1,1}) - A(\eta_{n-2,2}) \}$$

$$+ \dots + K_1 \{ A(\eta_{1,n-1}) - A(\eta_{0,n}) \} + K_0 A(\eta_{0,n})$$

----- (2-5-13_n)

を計算することによつて求められる。

以上は特性曲線が y 軸から出発する場合であつて、例えば、 $\eta_{0,n}$ が 0 に近く、つぎの特性曲線、すなわち、 $t = (n+1) \Delta t$ で y_L に達する特性曲線が t 軸から出発するときは、

$$\Delta t = M(y_L - \eta_{n,1}) \left\{ \bar{K}_n \cdot A(\eta_{n,1}) \right\}^{-\frac{1}{4}}$$

$$\Delta t = M(\eta_{n,1} - \eta_{n-1,2}) \left\{ \bar{K}_{n-1} A(\eta_{n-1,2}) \right\}^{-\frac{1}{4}}$$

⋮

$$\Delta t = M(\eta_{2,n-1} - \eta_{1,n}) \left\{ K_1 A(\eta_{1,n}) \right\}^{-\frac{1}{4}}$$

$$Q_{(n+1)\Delta t}(y_L) = K_{n+1} \{ A(y_L) - A(\eta_{n,1}) \} + K_n \{ A(\eta_{n,1}) - A(\eta_{n-1,2}) \}$$

$$+ \dots + K_2 \{ A(\eta_{2,n-1}) - A(\eta_{1,n}) \} + K_1 A(\eta_{1,n})$$

$$\dots (2-5-13_{n+1})$$

によって計算される。ただし、 η が 0 になるところまで計算する。以下同様にして、 $t = (n+2)\Delta t$ 以後の流量を計算することができる。

(c) 今一つの問題は、本川に合流する多くの支川からの流出をどのように取り扱うかということであるが、この場合にも合流点から上流を二つの流域に分割して同様な計算を行えばよいわけである。ただし、小さい支川についてはこれを一つの区域内に含めることにして計算を簡略にし、大きい支川についても、伝播の模様が本川のそれと同様なものは、伝播距離に関する計算は本川のものを代用し、流量の計算には両者を加算するという方法も考えられる。しかし、支川からの流出に本川のそれとかなり異なった特性があると思われるときは、本川と支川に区別して計算を進めなければならない。これを図 2-17 に示したような場合について具体的に説明するとつぎのようになる。

流入開始から $2\Delta t$ 時間までの下流端流量は前述のようにして求められるが、 $Q_{2\Delta t}(y_L)$ を算出するときには、合流点 y_e に対する考慮が必要になってくる。すなわち、図 2-17 において、

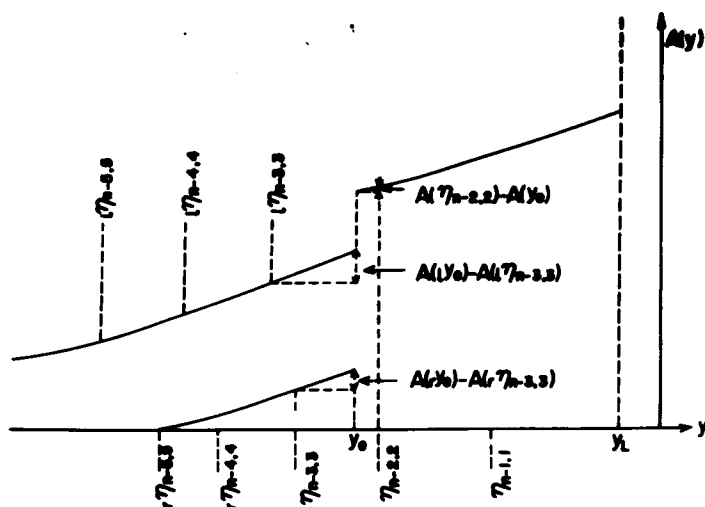


図-2.17 計算法説明図

$\eta = y$ の場合に相当するわけであるから、

$$\Delta t = M(y_L - \eta_{2,1}) \left[\overline{K}_2 A(\eta_{2,1}) \right]^{-\frac{1}{4}}.$$

$$\Delta t = M(\eta_{2,1} - \eta_{1,2}) \left[\overline{K}_1 A(\eta_{1,2}) \right]^{-\frac{1}{4}}.$$

$$\Delta t = M(\eta_{1,2} - y_e) \left[K_0 A(y_e) \right]^{-\frac{1}{4}} + M(e y_e - e \eta_{0,3}) \left[K_0 A(e \eta_{0,3}) \right]^{-\frac{1}{4}}$$

$$\Delta t = M(\eta_{1,2} - y_e) \left[K_0 A(y_e) \right]^{-\frac{1}{4}} + M(r y_e - r \eta_{0,3}) \left[K_0 A(r \eta_{0,3}) \right]^{-\frac{1}{4}}.$$

によつて $\eta_{2,1}$ 、 $\eta_{1,2}$ 、 $e \eta_{0,3}$ 、 $r \eta_{0,3}$ を求め

$$\begin{aligned} Q_{3-\Delta t}(y_L) = & K_3 \{ A(y_L) - A(\eta_{2,1}) \} + K_2 \{ A(\eta_{2,1}) - A(\eta_{1,2}) \} \\ & + K_1 \{ A(\eta_{1,2}) - A(y_e) + A(e y_e) - A(e \eta_{0,3}) + A(y_e) - A(r \eta_{0,3}) \} \\ & + K_0 \{ A(e \eta_{0,3}) + A(r \eta_{0,3}) \} \end{aligned}$$

を計算すれば、流入開始から $n\Delta t$ 時間後の下流端流量が算出される。ここに、 $e y_e$ は本川の上流端から合流点までの距離であり、 $A(e y_e)$ は合流点から上流にある本川側の流域面積であつて、 $r y_e$ 、 $A(r y_e)$ 、 M_r は支川に対するものである。任意の時刻 $t = n\Delta t$ の下流端流量も同様な手法によつて計算することができるわけである。

(d) 以上の計算方法は、実測記録のない場合を対象として考察したものであるが、実測記録のある場合には、それを効果的に利用する意味で、(2-5-7') および (2-5-8') 式にもとづいて前と同様な考察を進めると、 Δt 時間内の伝播区間を算出する式の流量の $1/4$ 近似値として、区間の下流端における流量を採用することが考えられる。それは、これらの算定式においては流量を $1/4$ 乗した値を用いるために、 $1/4$ 近似値としての流量に多少の差異があつても、ほとんど問題にならない程度の誤差を生じるにすぎないからである。このようにすると、例えば (2-5-13_n) 式を計算する場合の各 η を求める条件式はつぎのようになる。すなわち

$$\eta_{n-1,1} = y_L - \frac{\Delta t}{M} \left\{ Q_{n,\Delta t}(y_L) \right\}^{\frac{1}{4}} \quad \dots\dots\dots (2-5-14)$$

によつて最初の η を求めることができ、右辺の各項はすべて既知であるから、試算を行なう必要はない。つぎに、この $\eta_{n-1,1}$ を用いて

$$Q_{(n-1)\Delta t}(\eta_{n-1,1}) = Q_{n,\Delta t}(y_L) - K_n \left\{ A(y_L) - A(\eta_{n-1,1}) \right\} \quad \dots\dots\dots (2-5-15)$$

が計算されるから

$$\eta_{n-2,2} = \eta_{n-1,1} - \frac{\Delta t}{M} \left\{ Q_{(n-1)\Delta t}(\eta_{n-1,1}) \right\}^{\frac{1}{4}} \quad \dots\dots\dots (2-5-14_2)$$

のようにして $\eta_{n-2,2}$ が計算される。このような要領で逐次各 η を求めていくと、伝播の模様をかなりはっきりと把握することができる。これにもとづいて、前に述べた計算法の精度を検討することができ、また後述するように、単位図の機構を考察する貴重な資料ともなるのである。

2-6 節 流出計算法と単位図

前節に示した流出計算法からわかるように、時刻 $(u-1)\Delta t$ から $u\cdot\Delta t$ までの流入 K_u が、下流端 y_L において時刻 $(u+v)\Delta t$ に生じる流量に対して与える影響は、

$$K_u \left\{ A(\eta_{u,v}) - A(\eta_{u-1,v+1}) \right\}$$

であらわされる。したがって、 K_u によって生じる下流端の流量増加量を時刻別に示すとつぎのようになる。

| 時 刻 | 流量増加量 |
|------------------------|---|
| $u \cdot \Delta t$ | $K_u \{ A(y_L) - A(\eta_{u-1,1}) \}$ |
| $(u+1) \cdot \Delta t$ | $K_u \{ A(\eta_{u,1}) - A(\eta_{u-1,2}) \}$ |
| \vdots | \vdots |
| $(u+v) \cdot \Delta t$ | $K_u \{ A(\eta_{u,v}) - A(\eta_{u-1,v+1}) \}$ |
| \vdots | \vdots |

..... (2-6-1)

これは、 $\eta_{u-1,v+1}$ が 0 となるまで計算されるはずである。一方、特定の時刻における下流端の流量は、各流入による流量増加量を加算して求められる。ここで、(2-6-1) 式の一部を例えば

$$K_u \{ A(\eta_{u,v}) - A(\eta_{u-1,v+1}) \} = K_u e_{u,v+1}$$

のようにあらわすことにすると、もしもこの $e_{u,v+1}$ の値が、 K_u の大小にかかわらず、 K_u の開始時刻から $(v+1)\Delta t$ 時間後に、いつでも一定の値 e_{v+1} となるならば、従来の単位図法と全く同様な算出方法によつて下流端流量を求めることができる。しかしながら、この $e_{u,v+1}$ が流入変化の影響を受けないで一定値 e_{v+1} になるということは、伝播の時間的場所的位置を示す $\eta_{u,v}$ が、 $\eta_{u,v}$ に発した擾乱が下流端に達するまでの時間 $v \cdot \Delta t$ のみによつて、その流域に一つだけ決定されるということであつて、このようなことは、厳密には流入が長時間一定値を保つと思われる場合にのみ生ずることになる。このような問題を実際の流域について今少し考察してみよう。

流入が長時間にわたつて一定値を保つとみなして差支えないと思われるのは、つぎのような場合である。

1) 対象とする流域の面積が大きい場合であつて 一般に流出期間が長くなるので、時間的基準単位である Δt を大きくとることができ、さらに面積の基準単位である一区域の面積をも大きくすることができるから、区域内の微小面積からの流出が互いにその変化を緩和し合う傾向にあり、したがつて、一区域全体から流路への流入量が降雨強度の変動に応じて顕著な変化を示すとは思われない。これは大陸を流れる長大河川について考えられることであるが、面積が過大になると、降雨の地域的分布が時間とともに変化するので、常に上記のような取り扱い方を適用できるとは限らない。わが国の河川では、その規模が小さいために、他の特殊な条件を満足する場合に限つて、上記のような取り扱い方が適用されることがあるものと思われる。

2) つぎに、表面流出を生じないような比較的小さい密度の降雨が継続する場合であつて、このような降雨による流出は短時間

の降雨強度の変化によつて変動するよりも、ある程度長時間にわたる降雨量によつて非常に緩慢な変化をするものと考えられるので、一区域面積の大小にかかわらず、その区域から流路への流入量が時間的にほとんど変化しないと考える計算式を組み立てても差し支えないものと思われる。その他の場合として、降雨の開始から終了まで一定強度の降雨が継続するときの出水が対象となるが、このような場合は実際にはあらわれない。

以上のように、わが国河川の洪水を対象とするときは、 $e_{u,v+1}$ を一定として取り扱うことができる場合はほとんどない。すなわち、流路への流入量と降雨量とが直線的関係にあるものとすればわが国の河川に対して従来の単位図法を適用しても満足すべき結果は得られないということであり、このことは前にも指適したとおりである。そこで、 $e_{u,v+1}$ の変化の模様を今一度検討してみることにする。

$K_u \cdot e_{u,v+1}$ は、時刻 $(u+v) \cdot \Delta t$ を指定して、この時刻に生じる下流端流量が K_u によつてどれだけの量的影響をうけているかをあらわすのであつて、 $\eta_{u,v}$ および $\eta_{u-1,v+1}$ 、ひいては伝播速度によつてその値が支配されることになる。 $\eta_{u,v}$ は、そこに発した擾乱が、 $v \cdot \Delta t$ 時間だけ後の時刻 $(u+v) \cdot \Delta t$ に y_u に達するような位置として定められる。したがつて、 $\eta_{u,v}$ における流量だけでなく、それ以後 y_u に達するまでの流入の大小と時間的分布によつて $\eta_{u,v}$ が変化し、結局、 $e_{u,v+1}$ が上記の諸量の変動に応じて変わることになる。しかしながら、この間の関係を定量的に

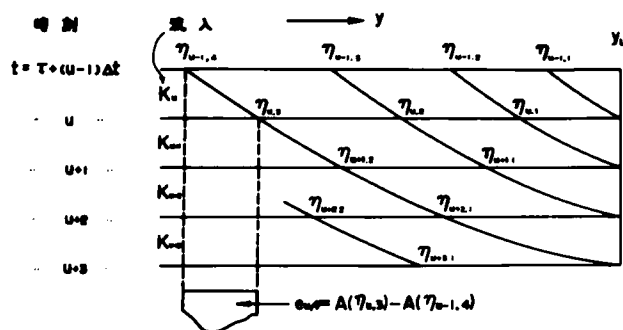


図-2-18 伝播状況説明図

表現することは極めて困難である。その理由は、例えば(2-5-13)式のようにして流出計算を行なうことにすると、ある時刻の流量を求めるのに、 $q_{u,v}$ における流量と $q_{u,v}$ から q_L までの流入量およびその時間的分布の組み合わせ一つについて相当多くの計算を行なわなければならないからであって、あらゆる組み合わせの場合を一括してあらわすことは不可能に近い。このように $e_{u,v+1}$ の変化に關与するのは、直接には伝播時間内にある流入 K の影響を総合したものであり、結局は流入 K の Δt 時間ごとの変化状態であるから、流入 K の影響をあらわす式の形、および K が全く任意性に富むということを考慮すると、 $e_{u,v+1}$ の変化の模様を一般的にまとめて表現することは非常に困難である。

そこで、 $e_{u,v+1}$ の変化の模様を実測記録にもとづいて検討してみる。すなわち(2-5-14)、(2-5-15)式から実測した下流端流量を用いて各 Δt 時間内の各伝播距離を算出し、その区間に雨水が流入する面積を ΔA とすると、この ΔA がすなわち $e_{u,v+1}$ である。これを各時刻、各流入に対応させて表示したものが表-2.7であり、その内容を図示すると図-2.18のようである。これからわかるように、これらに対応する流入を乗じて横に加えたものが下流端流量であり、縦方向には各流入が下流端流量に与える影響を時刻別に示したことになる、(2-6-1)式はその中の一つをあらわしたものである。したがって(2-6-1)式に示した下流端の流量増加量をそのときの流入に対応した Δt 時間降雨量で除

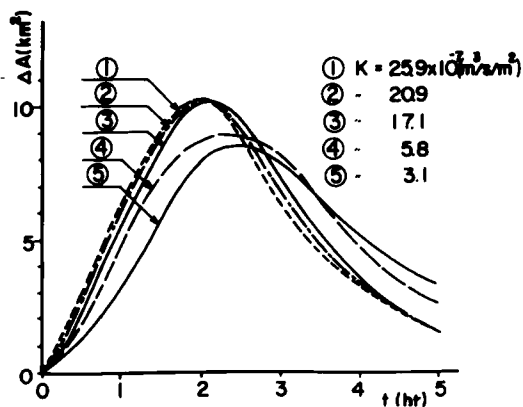


図-2.19 ΔA の時間的分布の変化

表-2.1 各時刻各流入に対応する ΔA

| $t \backslash K$ | K_u | K_{u+1} | K_{u+2} | K_{u+3} |
|------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|
| u | $A(y_L) - A(\eta_{u-1,1})$ | | | |
| $u+\Delta t$ | $A(\eta_{u,1}) - A(\eta_{u-1,2})$ | $A(y_L) - A(\eta_{u,1})$ | | |
| $u+2\Delta t$ | $A(\eta_{u,2}) - A(\eta_{u-1,3})$ | $A(\eta_{u+1,1}) - A(\eta_{u,2})$ | $A(y_L) - A(\eta_{u+1,1})$ | |
| $u+3\Delta t$ | $A(\eta_{u,3}) - A(\eta_{u-1,4})$ | $A(\eta_{u+1,2}) - A(\eta_{u,3})$ | $A(\eta_{u+2,1}) - A(\eta_{u+1,2})$ | $A(y_L) - A(\eta_{u+2,1})$ |

して時刻別に示したものが単位図になる。しかしながら、流入 K は、前節に述べたように、 Δt 時間（普通5～6時間）の平均降雨強度から算出されるから、これに対応する Δt 時間（普通1時間）の降雨量としていかなる量を採用するかは非常に複雑な問題であつて、雨水が流路に達するまでの中間流出的な流出機構が解明されてはじめて解決される問題であろう。そこで、ここでは単位図に相当する ΔA の変化の模様から、流出計算法に関する一般的考察を行なうことにする。

さて、 ΔA を実測記録から求めてみると、その時刻別変化の模様はどの河川でも同様であつて、一例として石川県犀川上流部の一流域に対するものを流入 K によつて分類して示すと図-2.19のようになる。これからわかるように、一般的傾向として流入 K が大きくなるに従つて波形が前進し、そのピークが高くなるが、流入がピークを過ぎ、減少しはじめても波形は急に変化しないで、徐々にそのピークが減少し、ある程度時間が経過して流路内の流量が減少してくると、 ΔA の波形は逐次扁平化していく。したがつて、同じ流入量の場合に対応する ΔA の変化でも、流入のピークの前後で多少異なるようである。さらに、ある程度以上の流量

になると、流入が多少変化しても ΔA の波形は変化が少なくなる。

以上は、 ΔA に供給された雨水が流域下流端に達する時間的分布の変化について述べたのであって、前にも述べたように、これらの変化が単位図そのものの変化状態をあらわすわけではないが、性格的には類似のものであるから、 ΔA の時間的分布の変化が単位図の変化の傾向をあらわすものと考えて差し支えない。この傾向は、オノ章に示した由良川の単位図からも認められる。また、 ΔA の時間的分布の変化と流入 K との関係が明らかにされるならば、それによつてかなり正確な下流端流量が算出されることになるが、このことは、単位図を流入量、ひいては降雨強度の変動に応じて変化させることにすると、従来の単位図法よりはるかに高い精度の計算値が得られることを示している。その理由は、これまでに述べてきた流出計算法を方法論的にみると単位図法と同様であつて、ただ ΔA の時間的分布が流入の強弱によつて変化する影響を従来の単位図法では無視した点だけが異なっているからである。

この結果は、単位図法全般に関する従来からの不信の感を拭い去るべき重大な成果であつて、降雨と流入 K との間の複雑な問題が残されているとはいえ、この問題を一応つぎに述べるような水工学的手段によつて解決することにすれば、現在では大局的にみて、単位図を降雨強度に応じて変化させる単位図法的流出計算法がもつとも妥当な計算法であることを示すものである。

以上は、計算の便宜のために比較的小さい山間地流域を対象として検討した結果を述べたのであるが、われわれが出水解析の対象とするのは比較的大きい流域（数百平方料）であることが多い。このような流域においても、以上に述べた流出の一般的傾向は同様であるが、主として河道内における流量伝播の様相が異なつてくるようである。オノ節においては、このような流域を対象として、上記諸問題の具体的な解決策について述べることにする。

オ7節 単位図法的流出計算法

一般に流出を取り扱う場合には、対象の一つが降雨という任意性に富んだものであり、一方、ある時刻の下流端流量は、オ5節に示したように、その時刻以前の相当長時間にわたる降雨量とその分布形によつて決定されるから、問題を下流端流量に限定したとしても、非常に複雑な任意性に富んだ変化をするはずである。したがつて、流出をくわしく計算する必要のあるときは、オ5節(1)、(2)に示したように、できるだけその現象に忠実な流出計算法を採用することが望ましいわけであつて、比較的小さい流域についてはかなり簡単に、しかも合理的に流出を算定することができる。しかしながら、流域の規模が大きい場合には、その計算量が増加し、相当繁雑な操作を必要とするので、それに適応した実用的な計算法を考えなければならない。この問題を前節までの考察結果にもとづいて検討してみよう。

オ6節に指摘したように、単位図法的流出計算法が現在ではもつとも妥当であると思われるが、単位流出量曲線が当該降雨があつた時刻の前後における河道の流量分布、ひいてはその前後かなり長時間の降雨の時間的分布によつて、その変化の模様を異にするということは、ある出水について計算した結果を他の出水についての計算に応用できないということを示すものであつて、このままの計算法では、出水ごとにあらためて計算を行なわなければならない。

今一つの問題は、前節までの理論的考察において、その展開を容易にするために、流量がそのままの形で伝播するとした点である。

このような近似は山間地の比較的小さい流域に対して適用されるものであつて、われわれが多く取り扱う数百平方料の流域では、河道の規模も流量も相当大きくなるので、流量伝播の模様がかなり異なり、オ5節に示した流量伝播の計算式は非常に複雑なもの

になるはずである。

ここでは主として以上の問題についてその対策を検討し、次のような考え方にもとづいて計算法の実用化を試みることにした。

前に述べたように、単位流出量曲線は同一降雨強度に対するものでも、河道における流量分布によってその変化の様相が変わってくるのであるが、ここでは、同一^雨降雨強度に対する単位流出量曲線を常に一定とし、いくつかの降雨強度に対するこれらの単位流出量曲線が合成された場合には、河道における流量分布を考慮した場合に近い値が得られるようなものとして、伝播速度の問題もその中に含めて考えることにする。

このようにすると、次5節に述べた計算法を統計的に処理したことになる。この場合、以下に述べるように、速水博士の洪水波の伝播に関する研究成果⁷⁾を応用すると、降雨から流路への流入、流入の変化にともなう単位流出量曲線の変化という一連の複雑な問題を一括して取り扱うこともでき、さらに、いろいろな降雨強度に対応した単位流出量曲線をあらかじめ用意することができるので、計算法としてはかなり実用的なものになるわけである。以下にこの計算法を具体的に説明し、それを由良川に適用した結果の一例を示すことにする。なお、単位図の変化に關係する研究としては、建設省土木研究所における研究⁸⁾などがあるが、計算法の統合化を目的とする本研究では、流域特性と計算式中の諸係数との關係を求める必要があるので、できるだけ理論的取り扱いによるものがよいわけであつて、こうした意味からつぎに示す方法を採用したわけである。河川の流出現象の解析にあたつて、山腹斜面がどのような役割を果しているかということは、オ3、5およびオ6節で指摘したように、もつとも重要な問題の一つであると同時に、またもつとも解決の困難な問題である。米国南カリフォルニア州の San Gabriel Mountains 内のある流域では、1953年に山火事があつたため、1954年1月の出水は山火事以前の出水にくらべて、最大流量で百数十倍、総流出量で3~4倍になつた

ということである。⁹⁾ これらの数字については疑問の点があるにしても、山腹斜面の出水制御能力が想像以上のものであることは明らかである。京大石原研究室における研究結果によると¹⁰⁾ 山腹斜面の *Manning* の粗度係数 n を有効雨量に関して $0.2 \sim 1.5$ 程度の大きい値にとるべきことがわかっている。これらの事実は、山腹斜面の出水制御能力が相当大きいことを示しているが、ここでは計算を簡略にする目的で、つぎのような仮定のもとに計算を進めることにした。

すなわち、流域内の任意地点の単位面積に降った降雨が、最短距離にある流路に到達するまでの時間は、流域内でほぼ一樣とみてさしつかえない。したがってここでの計算結果が時間的にいちがう場合は、各地域からの流下距離には関係なく、各地域からの流出を時間的に等しく平行移動して実測値と合致させ、この移動時間を山腹斜面での遅滞と考えてもよい。しかしこゝで用いた方法が計算の都合上、支川の合流によって洪水波の伝播速度が増大する効果を加味していないことを考えると、出水の遅れは、山腹斜面で増大し合流によって短縮されるという結果になる。したがって両者が互いに消し合うか、あるいは他の効果に含められるものと仮定し、一応両者の効果を考慮の外においたとも考えうるわけである。

つぎに流路に出てからの流下現象であるが、速水博士の茨水流の理論によると、¹¹⁾ 流路上流端の水位 h_0 が単位時間 Δt だけ一定値を保ち、それが t (前節までは流路に沿って測った距離を y であらわしたが、記述の都合であらためてこれを x であらわす) だけ流下して下流端に達した場合の水位 $(H-H_0)$ の時間的配分は次式で与えられる。

$$\frac{H-H_0}{h_0} = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{x}{2\sqrt{\mu t}}} \exp\left\{\frac{wx}{2\mu} - \xi^2 - \frac{(w/2\mu)^2 x^2}{4\xi^2}\right\} d\xi \quad \dots\dots(2-7-1)$$

ただし、上式においては、

$$\left. \begin{array}{l} t \leq 0 \text{ にて } (H-H_0)/h_0 = 0 \\ t > 0 \text{ にて } (H-H_0)/h_0 > 0 \end{array} \right\} \quad \dots\dots(2-7-2,)$$

$$\left. \begin{array}{l} t \leq \Delta t \text{ にて } (H-H_0)/h_0 = 0 \\ t > \Delta t \text{ にて } (H-H_0)/h_0 < 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2-7-2_2)$$

として得られる二つの値を合成して所要の値を求める。ここに水位はいずれも定常状態の水面から上の深さを測るものとし、

$\mu = \{Hu/2(i - \partial H/\partial x)\} + \eta$ (η : 水平交換係数)の値は他の水文諸条件の変化とともに多少変動するが、ここでは μ の値を一応一定とし、洪水の伝播速度 $w = (3/2)\mu$ 、および μ を与えた場合の上式の各計算値(水深)を $3/2$ 乗して流量の型に換算されるものとする。そしてこれらの値にある定数を乗じて、得られた曲線の単位時間ごとの縦距の和が1になるようにすれば、その曲線は与えられた w および μ の下における単位面積当りの単位流出量曲線と考えることができる。水深を何乗かして流量の型に換算する場合、 γ 3節に示したように、非常に巾の広い長方形断面に対しては、流量は水深の $5/3$ 乗に比例し、 γ 4節に示したV型断面では水深(最深部)の $3/2$ 乗に比例することになるが、これらの結果はManning型の流速公式が適用できるとした場合であつて、ここではChézy型にもとづいて(2-7-1)式が求められたのであるから、水深を $3/2$ 乗して流量の型に換算されるものとしたわけである。いま $w = 2m/sec$ 、 $\mu = 10^3 (C.g.S)$ として、各 x について $(H-H_0)/h_0$ の値を計算した一例を示すと図-2-20のようである。

このような考え方が、 γ 5節、 γ 6節に述べたものと異なる点は、 γ ーに、伝播にともなつて流量が拡散することである。前に述べた考え方では、流量がそのままの形で伝播するわけであるが、この点に問題を限定すると、実際に河道を形成しているような場合を考えれば、ここでの取り扱い方がはるかに合理的である。しかしながら、両者とも伝播する流量は、時間的にはその分布が違つていても、その総量は等しいわけであるから、単位面積当りの流量が拡散効果によつて変形することは、ここで対象としているような流出計算ではそれほど大きい問題ではないが、以下に示す方法では、この変形に他の効果を導入する点で意味をもつことに

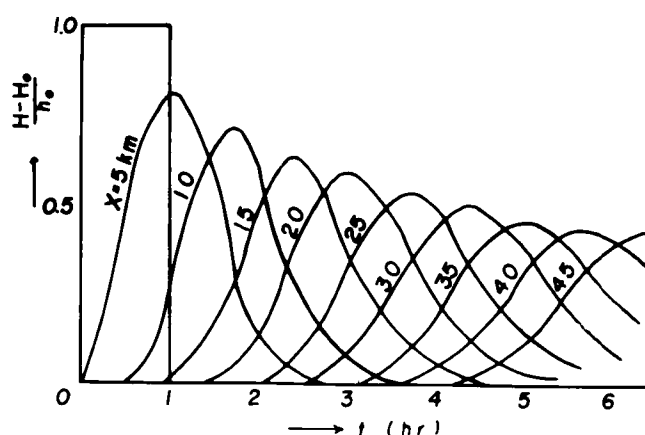


図-2.20 各Xについての経過時間と $(H-H_0)/H_0$ の関係

なる。次に、伝播速度であつて、ここで採用する方法では、ある点を出発した流量の伝播速度が下流端まで一定であるとしている。実際には、前に述べたように、流量の何乗(断面形によつて異なる)かに比例するはずであつて、下流に流下するにしたがつて一般に流量が増加し、これにともなつて伝播速度が大きくなる。そこで、ここではある地点から下流端までの平均的な伝播速度 W を採用することにして、これに変化を与える要素としては、その地点、そのときの流入量のみを考えることにした。この場合、前に述べたように、対象とする流入量だけでなく、その前後における伝播時間内の流入量によつて、その伝播速度が変化するのであるから、単位面積当りの流出に対してそれぞれの流入量のみ効果を導入し、これらが総合された場合には、所定の伝播速度を採用したときの計算値に等しくなるように、後述する係数 k_e を調整することにする。

以上のような考え方にしたがつて、任意の位置にある単位面積からの流出算定法を述べるが、変動要素である降雨の地域的時間

的分布の変化に対する取り扱い方から順次説明することにする。

i) 降雨の地域的分布に変動がある場合の取り扱い方：流域全体をある巾の地帯で分割し、一つの地帯境界線上のどの点からも下流端までの流下距離が等しいようにして、その地帯の面境界線からの流下距離の平均値を x_0 とする。このようにして、 $x=x_0$ 、 $w=w_0$ が与えられたときの(2-7-1)式の値を $3/2$ 乗し、各縦距の和が1になるようにした曲線は、 $x=x_0$ の地帯の単位面積に $w=w_0$ を生ぜしめるような降雨が単位時間継続した場合の下流端に対する単位流出量曲線をあらわすことになり、各地帯からのものを合成すると、流域全体一様に $w=w_0$ を生ぜしめる降雨があつた場合の単位流出曲線が得られることになる。実際上は各分割地域にそれぞれ少なくとも一つの自記雨量計が存在するようにして、その地域内の降雨量はこの自記雨量計のそれと代表せしめ、上述のようにして分割地域内の各地帯からの流出を合成して、その地域からの流出とするわけである。 図-2.21 は由良川試験流域を示したもので、自記雨量計の関係から流域を四つの地域に分割している。

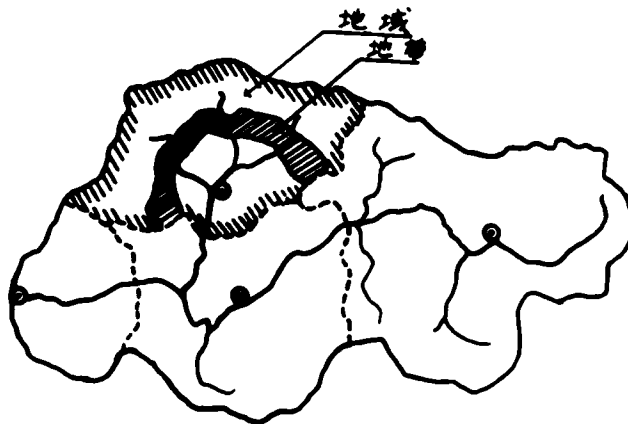


図-2.21 由良川流域地域分割図

ii) 降雨の時間的変動の取り扱い方：ここでは、 w が流入量、ひいては単位時間有効雨量 r （以後単に降雨強度と記述する）の変動によって変化するものとし、ある地帯の単位面積からの流出量 q は単位時間内ではその地帯の降雨強度に比例し、流出量 q は流路内の流量、すなわち水深 h の $3/2$ 乗に比例するものと仮定しよう。これらの仮定は、前に述べたように、総合的に調整されるものとする。一方、(2-7-1)式では、 $w = (3/2)u$ 、 $u \propto h^{1/2}$ としているから、結局

$$r/r_0 = q/q_0 = (h/h_0)^{3/2} = (w/w_0)^3$$

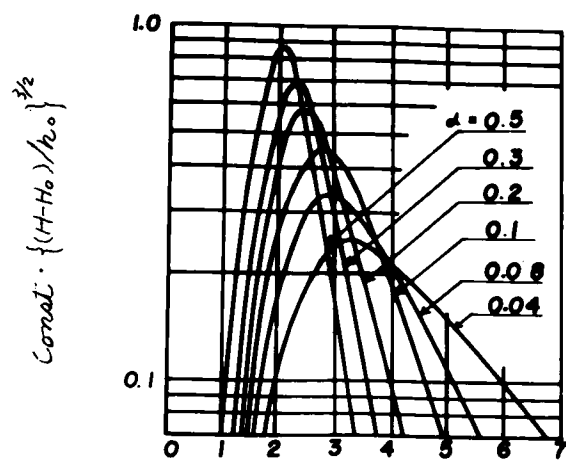
$$\therefore w = w_0 \alpha^{1/3}, \quad \text{ただし } \alpha = r/r_0, \quad r_0 : \text{基準雨量}$$

..... (2-7-3)

となる。これを(2-7-1)式の計算に加味すると、降雨強度の比 α の変動による単位流出量曲線の変化が、一応近似的に把握されると考えてよい。図-2.22は一例として $x = 10 \text{ Km}$ の場合を示したものであるが、計算の便宜上 $w_0 = 2 \text{ m/sec}$ すなわち $w = 2\alpha^{1/3}$ とし、 α に種々の値を与えて単位面積当りの単位流出量曲線が計算されている。同様の計算をその他の値についても実施し、ピーク値と遅れの時間との関係を求めて、 x および α をパラメーターとしてプロットしたのが図-2.23である。

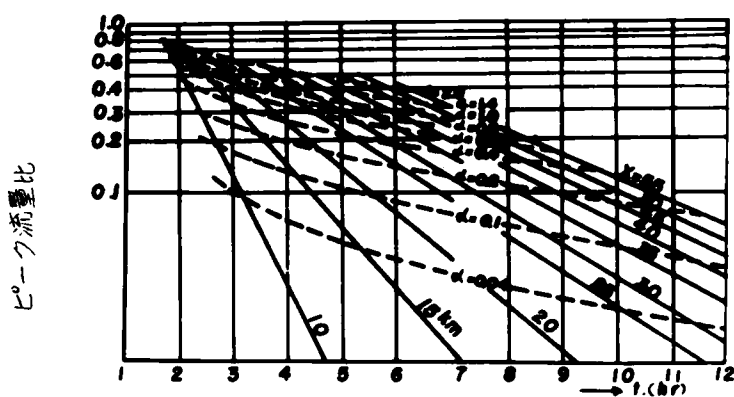
ここで注意すべきことは、 r_0 と w_0 とをそれぞれ独立に決定できることである。 w_0 は $\alpha = 1$ 、すなわち $r = r_0$ のときの w の値であつて、 r_0 の値にかかわらず $r = r_0$ ならば $w = w_0$ となるわけである。ところが実際河川では、その河川特有の w_0 と r_0 とが対応するはずであるから、その流域内の降雨記録から判断して最も好都合な基準雨量 r'_0 （例えば 10 mm/hr ）を決定し、実測した各単位時間雨量 r と r'_0 との比を β として、この基準雨量 r'_0 に対応する w_0 の値を w_0 とすれば(2-7-3)式と同様に

$$w = w_0' \beta^{1/3}, \quad \text{ただし } \beta = r/r'_0 \quad \text{..... (2-7-3')}$$



時間

図-2.22 α の変動による単位流出量曲線の変化
 $L = 10 \text{ km}$



遅れの時間

図-2.23, ピーク流量比と遅れの時間との関係

となる。いま r_0' の降雨があつた場合を考えると、(2-7-3')式にて $\beta = 1$ であるから $w = w_0'$ となるが、 $w_0 = 2m/sec$ として計算したときの (2-7-3) 式によれば α に $r_0'/r_0 = k_1$ の値を入れて $w = w_0 k_1^{1/2}$ となる。

この研究では同一河川では α または β のみによつて w が変化し、 w が等しければ同一の単一洪水波形が得られると考えている。したがつて (2-7-3') 式の場合を改めて計算することなく、 $w_0 = 2m/sec$ とした (2-7-3) 式の場合の計算値をそのまま利用するためには、 r_0' の降雨があつた場合について (2-7-3') および (2-7-3) の面式から求めた二つの w の値が等しいことを必要とし、

$$w_0' = w_0 k_1^{1/2} \quad \therefore w = w_0 k_1^{1/2} \beta^{1/2} = w_0 (k_1 \beta)^{1/2}$$

とすればよい。このことは $\alpha = k_1 \beta$ とおけば、 $w_0 = 2m/sec$ とした場合の計算値をそのまま利用できることを意味し、任意降雨 r の場合は $r/r_0 = \beta$ 、 $r_0' = r_0 k_1$ であるから $r/r_0 k_1 = \beta$ 、 $r/r_0 = k_1 \beta = \alpha$ となつて同様の結果が得られる。

実際の計算においては r_0 、したがつて k_1 の値をどうして決定するかが問題であるが、つぎのようにすれば k_1 の次の近似値を推定することができる。すなわち、まず下流端より距離 x だけ離れた上流の地帯の降雨によるピークが、下流端に到達する時間を求める。いま (2-7-1) 式において

$$\left. \begin{aligned} \exp \left\{ \frac{wx}{2\mu} - \xi^2 - \frac{(w/2\mu)^2 x^2}{4\xi^2} \right\} &= f(\xi) \\ x/2\sqrt{\mu t} &= g(x, t), \quad t' = t - \Delta t \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-7-4)$$

とすれば、(2-7-2) 式の条件から洪水波形は

$$\int_{g(x, t')}^{g(x, t)} f(\xi) d\xi \quad \dots\dots\dots (2-7-5)$$

によつて与えられる。したがつて、時刻 t におけるピークの位置は
(2-7-5) 式を t について偏微分し

$$\frac{\partial}{\partial t} \left\{ \int_{g(x,t)}^{g(x,t)} f(\xi) d\xi \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (2-7-6)$$

を解くことにより得られる。すなわち

$$\begin{aligned} & \int_{g(x,t)}^{g(x,t)} \frac{\partial}{\partial t} f(\xi) d\xi + f\{g(x,t), x\} \frac{\partial g(x,t)}{\partial t} - f\{g(x,t), x\} \frac{\partial g(x,t)}{\partial t} \\ &= -\frac{1}{\sqrt{t^3}} f\{g(x,t), x\} + \frac{1}{\sqrt{t^3}} f\{g(x,t), x\} = 0 \quad \dots\dots\dots (2-7-7) \end{aligned}$$

となり、次の関係式が得られる。

$$x^2 = \left[\omega^2 \Delta t - 6\mu \log \{(t - \Delta t)/t\} \right] t(t - \Delta t) / \Delta t \quad \dots\dots\dots (2-7-8)$$

この関係を図示したのが図-2.24である。

いま最大単位時間雨量 r_p の生じた時刻から流出量曲線のピークまでの時間を t_p とし、このピークに支配的影響を及ぼす r_p のあつた地帯までの距離（降雨が流域に一樣に分布したときは流域重心までの距離）を x_p とすれば、これらを図-2.24の横軸および縦軸上にとつて対応する α の値 α_p が求められる。この α_p は前に述べたように、

$$\alpha_p = \beta_p / r_0, \text{ ただし } \beta_p = r_p / r_0' \quad \dots\dots\dots (2-7-9)$$

でなければならないから、 $k_1 = \alpha_p / \beta_p$ が計算される。したがつて各単位時間雨量 r の r_0' に対する比 $\beta = r / r_0'$ を計算し、これに $k_1 = \alpha_p / \beta_p$ を乗ずると、 $\alpha = k_1 \beta$ として $\omega_0 = 2 \text{ m/sec}$ とした場合の各 β に対する α の値が求められるはずである。以上は k_1 の α_1 近似値として $k_1 = \alpha_p / \beta_p$ を用いたわけであり、 $\omega_0 = 2 \text{ m/sec}$ の場合を計算しておけば、各河川に對し一々計算する必要がなく非常に便利である。

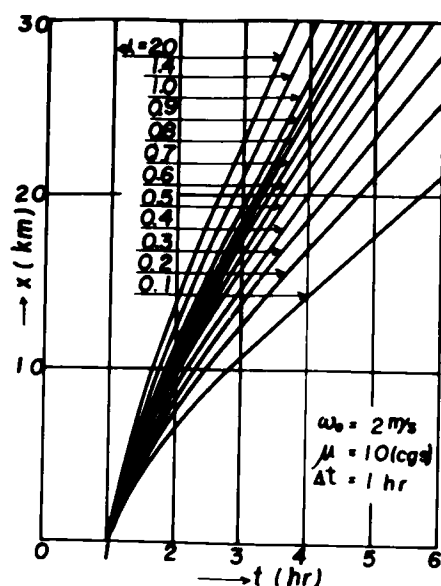


図-2.24 ピークの到達時間 t と流下距離 x との関係

また各河川で r_0 を等しくとり、 $r=r_0$ のときを考えると、
 $w = w_0 k_i^{1/3} \beta_i^{1/3}$ で $\beta = 1$ としたときに相当し、(2-7-1)式における仮定から、

$$w = w_0 k_i^{1/3} \propto w_0 \propto \sqrt{i/n} \quad \dots\dots\dots (2-7-10)$$

となる。したがって各河川ごとに異なる縦断勾配 i の $1/2$ 乗は上述の k_i の $1/3$ 乗に比例することになり、実測記録から k_i を求めると、その河川の勾配、粗度係数などの影響が含まれることになる。

以上の計算を由良川における出水について行なってみると、まず降雨の地域的分布の影響は特殊な場合を除くとほとんど無視して差し支えない。すなわち、流域全体に1時間10mmの降雨があつた場合を対象として、それが地域的に差があつた場合の流域全体の単位図を作成してみると図-2.25のようになる。すなわち、図

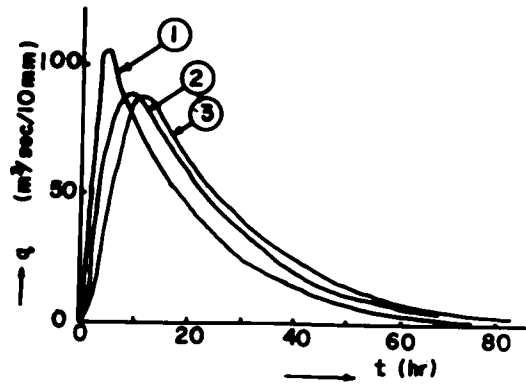


図-2.25 降雨の地域的分布の変動による
単位図の変化

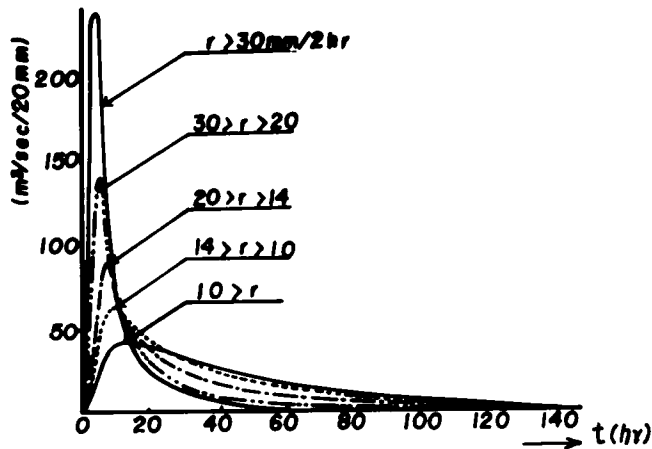


図-2.26 降雨強度の変動による単位図の変化
(由良川)

中①は下流から上流に向かうにつれて降雨強度が小さくなったとした場合、③は反対に大きくなる場合、②はこれら両者の中間の場合である。由良川では大体において②、③の場合が多く、前線移動にともなう局地的豪雨の場合は①の形をとることもある。したがって由良川における単位図の変化は、主として降雨強度の変動が支配的影響を与えるものと考えられる。

また、降雨強度の変動による単位図の変化は、流域全体を対象として、2時間20mmを基準にして示すと図-2.26のようになり、この場合の k は0.1という結果が得られた。この方法を他の河川に適用した場合の計算例は第3章に示すが、極めて良好な結果が得られている。

第8節 結 語

第2章においては、流出現象を水文学的立場から検討し、その取り扱い方について著者の立場を明らかにするとともに、現在における流出計算法としては、単位図法的計算法が妥当であることを指摘し、その具体的計算法を示した。

従来単位図法が経験的事実にもとづいて考案されたものであり、その理論的根拠が乏しいために、その普遍性はもちろん、単位図法そのものにも疑念がもたれてきたのであるが、以上の考察によつて、方法論的には非常にすぐれた思想にもとづくものであり、単にその中で考慮された工学的近似をわが国のような規模の小さい流域に適用することが困難であるにすぎないということが明らかになったのである。しかしながら、このことは従来の単位図法をわが国河川に適用する場合には重大な障害となるのであつて、いかに思想的にすぐれたものであつても、そのまま応用することができないことを示すものである。この点についても本章において単位流出量曲線が雨水の供給の強弱に応じて変化すべきことが明らかになったので、わが国の河川に対しては単位流出量曲線を変化させて流出計算を行なうことにした。このよ

うにすれば、理論的にもはっきりした単位図法的流出計算法となるわけであるが、流出に關与する要素の複雑さを考えると、オ6節までの成果をそのまま取り入れて計算法を確立することは非常に困難であるから、実用的計算法として新たにオ7節に示した一計算法を提案し、これを具体的に説明した。この計算法では、雨水の供給の強弱に応じて単位流出量曲線の変化する状態が k_1 、 k_2 の値によって表現され、これら k_1 、 k_2 が対象とする流域の地被状態や地表層の土質、さらに流路の勾配や粗度などの効果を総合的にあらわすものとして、これらを実測記録にもとづいた計算結果から算定することにした。このようにして求められた k_1 、 k_2 を用いて流出解析を行なうと非常に良好な結果が得られるということがわかった。この計算法は、前に述べたように、オ6節までの成果をそのまま利用したものではなく、流域の流れの場としての構成が、オ6節までに取り扱ってきた斜面ならびに流路における各要素が複雑に組み合わされている点を考慮して、この複雑さをあらわす項（拡散項）を導入した速水博士の理論式を利用し、流路に重点をおいた計算法として考案したものである。しかしながら、オ6節までに述べたような理論的考察の成果をそのまま実用的な計算法に直結することが望ましいわけであるが、そのためには未だ多くの解決困難な問題を解決しなければならない。例えば、山腹斜面から流路への流入量と降雨との関係、またオ6節に述べた ΔA の変化と降雨などの変動要素との関係は、実際の流域についてさらに詳細な観測を実施するとともに、それらの物理的機構について詳細な理論的解明がなされてはじめて明らかになる問題である。このような問題は、その性格の複雑さを考えると、簡単に解決できる問題ではないが、これらに重点をおいて今後の研究を進めるならば、流出の内部的機構が一層明らかになるものと思われる。

参 考 文 献

- 1) 金子 良 ; 水文学的循環における土壤の効果、農業技術研究所報告、Fヤ9号、昭. 31. 2、pp. 147~148.
- 2) 末石富太郎 : 特性曲線による出水解析について、土木学会論文集、ヤ29号、昭和31. 2
- 3) 石原藤次郎・高棹琢馬 ; 単位図法とその適用に関する基礎的研究、土木学会論文集、ヤ60号、別冊3-3、昭34. 3
- 4) 前出の論文 3)
- 5) 岩垣雄一・末石富太郎 : 横から一様な流入のある開水路の不足流について、土木学会誌、ヤ39巻、ヤ11号、昭. 29. 11.
- 6) 前出の論文 3)、p. 7.
- 7) 速水頌一郎 ; 洪水流の理論について、土木学会水工学論文集、昭. 28. 3.
- 8) 佐藤清一、吉川秀夫、木村俊晃 ; 降雨から流出量を推定する方法、土研報告 87の2、昭和. 29. 1.
- 9) J. D. Sinclair and E. L. Hamilton ; Stream-flow reaction of a fire-damaged watershed, Proc. ASCE, Vol. 81, No. 629, 1955
- 10) 前出の論文 3)、p. 18.
- 11) " 7)

第3章 わが国河川の単位図法の 総合化に關する研究

オノ節 概 説

流出を取り扱う場合、対象とする水文諸量のうちでも、降雨量については、観測施設の設置が比較的容易であり、また直接その降雨量を観測できるし、さらに観測施設のない地点の降雨量の推定もある程度可能である、という利点をもっているのを、一般には流量資料にくらべてかなり精度の高い資料が得られている。一方、流量資料については、とくに流出解析に必要な毎時流量の記録がきわめて少なく、しかも信頼性に乏しいものが多い。ことに、最近問題となりがちな中小河川の大半は、観測施設の整備されているものがほとんどないといつても過言ではない。

このような状態にありながら、現在わが国においては計画降雨量に対する流出の推定など、いわゆる仮想降雨による流出の算定法が緊急に要望されているのである。このような要望にこたえるためには、降雨の時間的、地域的分布および実測可能な流域特性から、河川の流出量を求めうる普遍的な計算法を見出だすことが必要である。こうした意味から、従来の単位図法にもとづいた総合単位図の研究が続けられてきたわけであつて、ここで、これらの研究^{1), 2), 3), 4)}のうちでも、とくにわが国の河川を対象とした中安博士の研究⁵⁾を紹介しておこう。

1953年に中安博士は単位図の性格を検討した結果、任意の流域に対する流量配分図を簡単に求めうるつぎのような方法を提案した。すなわち、単位降雨継続時間が出水のおくれの時間 t_{go} の

1/2 程度のときは、単位図の上昇部および逓減部をつぎの各式によつて求めると、実測値によく適合するとした。

$$\text{上昇部 ; } Q_a = Q_{\max} \left(\frac{t}{T_1} \right)^j \quad \dots\dots\dots (3-1-1)$$

$$\text{逓減部 ; } Q_d = Q_{\max} k^{t-T_1} = Q_{\max} 0.3^{\frac{t-T_1}{T_{0.3}}} \quad \dots\dots\dots (3-1-2)$$

$$\begin{aligned} \text{頂点流量比 ; } y_{\max} &= \frac{Q_{\max}}{\Sigma Q} = \frac{Q_{\max}}{R_0 F} = \frac{Q_{\max}}{\int_0^{T_1} Q_a dt + \int_{T_1}^{\infty} Q_d dt} \\ &= \frac{1}{\frac{T_1}{j+1} + \frac{1}{\ln k}} = \frac{1}{\frac{T_1}{j+1} + \frac{T_{0.3}}{1.2}} \\ &\quad \dots\dots\dots (3-1-3) \end{aligned}$$

ここに、 T_1 は上昇時間（原点から単位図のピークまでの時間、hr.）、 $j = 2.4$ 、 $T_{0.3}$ は単位図の縦距がピークからピークの 0.3 倍にまで逓減する時間（hr.）、 R_0 は単位時間有効雨量（mm）、 F は流域面積（ km^2 ）である。

逓減曲線の末尾では減衰がゆるやかとなつて、逓減の時間関係の割合がさらに延長されることを考慮すると、つぎの近似が許される。

$$y_{\max} = \frac{1}{0.3 T_1 + T_{0.3}} = \frac{1}{\tau} \quad \dots\dots\dots (3-1-4)$$

$$T_1 = t_{go} + 0.8 t_{r1} \quad \dots\dots\dots (3-1-5)$$

$$\tau = 0.3 T_1 + T_{0.3} = 0.3 t_{go} + T_{0.3} + 0.24 t_{r1}$$

$$= \tau_a + 0.24 t_{r1} \quad \dots\dots\dots (3-1-6)$$

$$\text{流域函数 } \tau_a = 0.3 t_{go} + T_{0.3} \quad \dots\dots\dots (3-1-7)$$

ここに、 t_{r1} は単位降雨継続時間（単位時間）である。

また、流域面積 $F \text{ km}^2$ 、有効雨量 10 mm の単位図の頂点流量は上に示した y_{\max} を用いて

$$Q_{\max} (\text{m}^3/\text{sec}) = \frac{0.2778 F (\text{km}^2) \cdot 10 (\text{mm})}{0.3 T_1 + T_{0.3}} \quad \dots\dots\dots (3-1-8)$$

のようにあらわされる。したがって、 T_1 と $T_{0.3}$ が与えられると、流量配分率 Q/Q_{\max} が与えられることになる。しかし単位図の性格から T_1 と $T_{0.3}$ にはある関係があるはずであつて、両者をまとめて一つの変数 $T' = (T_1 + T_{0.3})/3$ が配分率を決定する要素とした。いずれにしても、 T_1 と $T_{0.3}$ を求めなければならないが、これらが、

$$t_{r1} = \frac{1}{2} t_{go} \quad \therefore T_1 = 1.4 t_{go} .$$

$$T_{0.3} = t_a - 0.3 t_{go}$$

のようにあらわされるから、 t_{go} と t_a とが流域特性によつて決定される値をとるものと思われる。これらの関係は未だはっきりしていないようであるが、 t_{go} は出水の大小に応じて変化するはずであるから、これを一つの流域について一つだけ決定することは困難であろう。

この研究は、わが国河川に関する水文資料が乏しいことに着目し、これを克服しようとした最初の研究であつて、この方面の研究に一つの指針を与えた点で注目すべきものである。

以上のように、従来の単位図法にもとづいた総合単位図の研究は、思想的には従来の単位図法と同様に、複雑な流出機構を一括して取り扱う点で非常にすぐれたものであるが、結果的には流域特性の効果を一括してあらわしているということが、かえつて総

合化の障害になり、満足すべき結果は期待できないようである。すなわち、流路の勾配、粗度および流路分布状態、さらに流路に沿った面積の分布状態などと単位図の各要素との関係を明確にするためには、一括して取り扱った各要素の効果をさらに分析することが必要であり、その上、単位図を出水の大小に応じて変化させなければならない点を考慮すると、従来単位図法にもとづく計算法の総合化は、効果的なものとは思われないのである。一方、非常に繁雑な計算法を採用すると、その総合化は容易になっても計算法自体が実用的でなくなる。

以上の諸点を考慮すると、第二章セク節に示した計算法にもとづいて、その総合化をはかるのが現在もつとも妥当な方法であると考えられる。以下にその方法を説明することにする。

ここで採用する計算方法では、各地帯からの単位流出量曲線が α の値によって変化するわけであるが、この α は

$$\alpha = k_1 \beta, \quad \beta = \frac{r}{r_0} \quad \left(\begin{array}{l} r_0: \text{単位雨量} \\ \text{例えば } 10 \text{ mm/hr} \end{array} \right)$$

であらわされるから、 k_1 が流域特性の効果を代表する一つの指標となる。

ところで、わが国の河川の大半がそうであるが、流出に因与する流域特性に関して特別の調査が行なわれているものはほとんどないから、われわれが流域特性の資料として入手できるのは地図から得られるものに限定される。この地図から算出できるものは、流域面積とその流路に沿った分布状態、流路延長、流路の区間平均勾配などである。これらのうち、流域面積とその分布状態および流路延長の効果は計算方法の中に含まれるから、流路勾配の効果は k_1 によってあらわすことになる。その他の流域特性としては、粗度、弯曲などの影響を考慮すべきであるが、定量的表現が困難であり、またそれらがある程度流路勾配に関係があることなどから、それらの影響は流路勾配と k_1 との関係の中に含めて取り扱うことに

する。この k_1 は流路の勾配を i とした場合、第2章第7節で述べたように、 i の $3/2$ 乗に比例するという関係があるから、流域内各地域の流路勾配に相当の差があるときは、 k_1 は各地域ごとに異なった値になるはずである。この場合、流域内の各地域というのは、その中に少なくとも一つの自記雨量計があつて、その中の地形や降雨の時間的分布がほぼ等しいような区域のことである。しかし実際上の計算資料として与えられるのは、各地域からの流出が合成された流出曲線であるから、そのままでは各地域の k_1 の値を独立に定めるわけにいかない。それで各地域ごとに平均の値 $(\overline{\sqrt{i}})^3$ を算定し、これらの比が各地域ごとの k_1 の比になるものと仮定して、

$$k_1 = \text{const} \cdot (\overline{\sqrt{i}})^3 \quad \dots\dots\dots (3-1-9)$$

$$\text{ただし } \overline{\sqrt{i}} = \frac{1}{\sum A_n} \sum \left[A_n \left(X_n / \sum \frac{\Delta X}{\sqrt{i_n}} \right) \right]$$

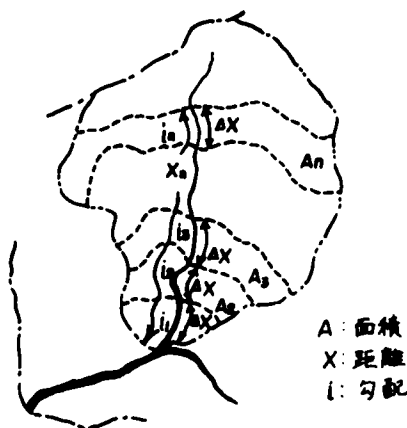


図-3.1 地域を地帯に分割する方法

とした。図-3-7 は地域における平均の値 \sqrt{L} を求めるために、下流端までの距離が等しいような多くの地帯に分割する方法を示したものである。従つて試算的に求めるべきものは、上式における比例常数であるが、後述するように、この比例常数はどの河川でも、同一の値をとつて差し支えないようである。

以上のように、表面流出に対しては各地域ごとに L の値が必要になるが、中間流出に対しては、 L に対応する値を L_2 で表わすと、前に述べた中間流出の性格から考えて、その流域全体を代表するただ一つの L_2 が決定されるはずである。すなわち、流域内の各地域で L_2 に大した相違がなく、その時間的变化も緩慢であるから、中間流出に対しては流域を地域ないし地帯に分割しないで、流域全体を対象とする従来の単位図法的取り扱いが有効に適用できるわけである。

このようにして、各河川について流路勾配の平均値と L 、 L_2 との関係が求められ、さらに L 、 L_2 の時間的变化が明らかになれば、これらの結果をまとめることによって流出計算法の総合化を試みることができるはずである。

一方、流出計算法の総合化の方法としては、第2章第7節に述べた計算法を一部変更した計算法にもとづいたものも考えられる。すなわち、流域面積の流路に沿った分布状態が、流域全体を対象とした単位流出量曲線の基礎となるはずであるから、これを各流路の地点からの雨水流下速度によつて変形させ、その流下速度が雨水の流路への流出高によつて変化するという計算法を採用すれば、山腹斜面の効果は流路への流出高によつて表現され、流路における諸要素の効果は流下速度の計算式中にある定数によつてあらわされることになるはずであるから、流路への流出高および流下速度に関する定数について総合化をはかればよいことになる。

この方法は、本章第2節以下に述べる方法よりは基本的な考え方としてはすぐれているものと思われるが、総合化の対象となる流路への流出高と降雨との関係、および流下速度に関する定数と

流路の勾配、粗度、弯曲などとの関係が非常に複雑であつて、現在のところこれらの取り扱い方に明確な解答が与えられていないので、実用的な方法とは思われない。しかし、この方面の研究がさらに発展して、オ又章オ6節までの成果が実用的計算法に直結するようになれば、このような方法による総合化がより合理的なものとして取り上げられるようになるであろう。

こうした意味からも、オ又章、オ6節までの成果を実用化に結びつけることが望まれるわけであるが、早急に解決できる問題ではないので、一応、実用的に好結果を得ているオ又章オ7節の計算法にもとづいて流出計算法の総合化を試みることにする。以下オ又節において、 k_1 、 k_2 の値および r_d 、 r_e の時間的变化を教河川の実測記録から求めた結果を示す。

オ又節 奥河川における r_d 、 r_e および k_1 、 k_2 の値

(1) 由良川

これはオノ章に示した由良川水系大野ダムより上流の試験流域に対するものであつて、昭和26年からの詳細な水文観測記録は、わが国ではもつとも整備された研究資料の一つであつて、これにもとづいた成果は多くの適用河川のうちでも特に充実したものである。以下にその概要を述べよう。

まず、損失雨量 r_e については、

$$r_e = 0.2 + (3.8 - 0.2)e^{-0.15t},$$

$$t: \text{hr}, \quad r_e: \text{mm/hr},$$

という関係が得られた。ここで $r_{e0} = 3.8$ は降雨開始時における流域の保湿度によつて変化するが、この保湿度が連続無降雨日数 t_d に支配されるという考えの下に、 r_{e0} と t_d の関係を求めた結果は、次のようであつた。

$$Y_{20} = 3.8 - 3.6 e^{-0.15 t_d};$$

$$t_d : \text{day}, \quad Y_{20} : \text{mm/hr},$$

ついで中間流出に対応する雨量 r_d と k_1 および k_2 を試算的に求めたが、まず r_d については

$$r_d = 3.0 + (r_{d0} - 3.0) e^{-0.5t},$$

$$t : \text{hr}, \quad r_d : \text{mm/hr},$$

$$\text{ここに、} r_{d0} = 3.0 + 34.7 e^{-0.125 g_0},$$

$$g_0 : \text{m}^3/\text{sec}, \quad r_{d0} : \text{mm/hr},$$

が得られた。上式の g_0 は流出曲線の立ち上り点における基流量であつて、そのときの流域の保湿状態を示す一つの指標と考えられる。図-3.2 は由良川流域を四つの地域に分割し、前述の方

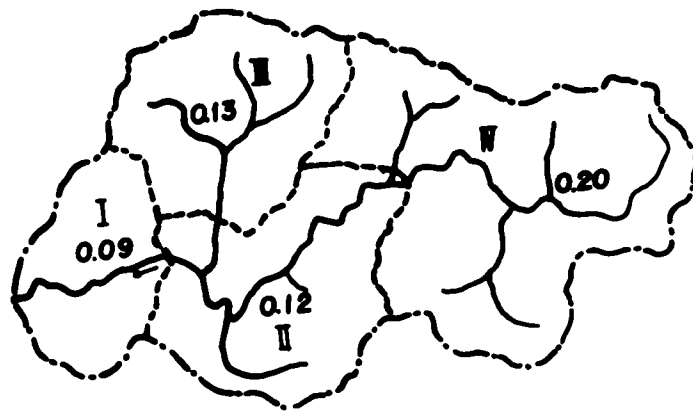


図-3.2 由良川における各地域の k_1 の値

法で求めた k_1 の値を示したものであるが、これらの k_1 の値を用いると、大野ダム地点に対する各分割地域から

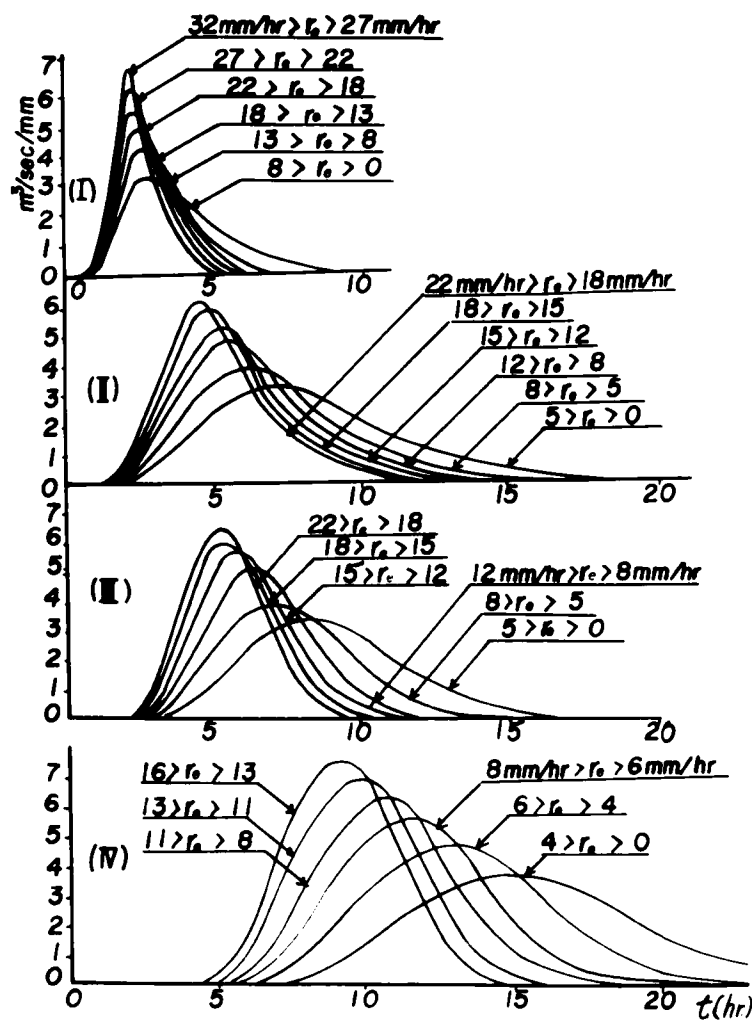
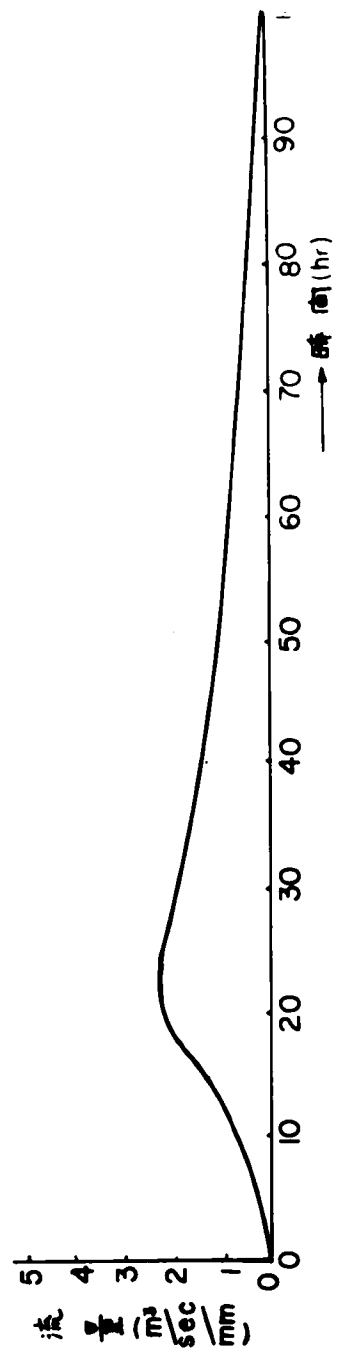


図-3.3 出良川の各地域に対する単位流出曲線



図一三・四 由良川の中間流出に対する単位図

の表面流出の単位流出曲線を容易に求めることができる。その結果は図-3.3のとおりであつて、降雨強度の変化に応じて異なつた単位流出量曲線が得られるわけである。なお、中間流出に対しては $c_2 = 0.007$ となつて、図-3.4に示すようなただ一つの単位図が得られた。図-3.5はこれらの結果を用いて由良川の洪水を解析した一例であつて、きわめて満足すべき結果が得られている。

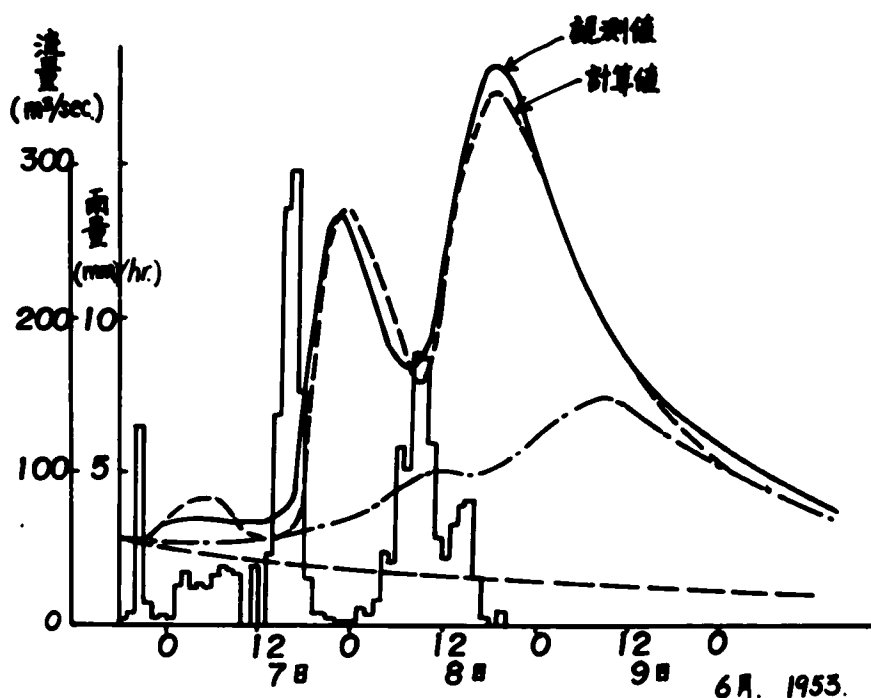


図-3.5 由良川における適用例

(2) 大分川

大分川は大分県立石山の南麓金鱗湖にその源を発し、約6kmは兩岸迫り、河床は巨岩、転石より成る。これより下流の河道は凝灰岩の中に形成されるが、その沿岸はややひらけて耕地が点在し、東庄内村において支流を合し、河中は急に増大する。ついで狭間

村の狭窄部をすぎると大分平野が展開し、河中広く河床は砂礫により成る。これより大分市西端では賀来川が合流するが、この上流は由布川と称して火山地帯の溪谷を流下して来るものである。ここで対象としたのは大分市実田の明礪橋より上流の流域であつて、流路延長約50km、流域面積507.7km²である。流量記録は下流端の明礪橋において測定されたものであり、降雨資料は大分、長湯、幸野および由布院の4自記雨量観測所の時間雨量記録である。対象とした出水は、昭和28年6月末の梅雨前線のもたらし豪雨による大洪水であつて、異常出水のため最高水位が推定値に終っているなど不備な点がある。

これらの資料から、まず損失雨量を求めると、相当長時間にわたる前期降雨があつたために、ほとんど定常になつていたと思われるので、 $r_{ec} = 0.5 \text{ mm/hr}$ とした。これは総雨量と総流出量とから計算した損失総雨量を降雨継続時間で除したものである。

次に、 r_d については、試算的に求めた結果、由良川の場合と同様に Horton 型の減衰曲線を満足することがわかつた。すなわち

$$r_d = 5.0 + (r_{d0} - 5.0) e^{-0.8t}$$

であらわされる。 r_{d0} については、由良川の場合のように充実した資料がないので、はっきりしたものは得られないが、 r_{d0} を 10 mm/hr とすると対象とした出水について良好な結果が得られた。

次に、前に述べた方法によつて r_1 の比を求め、これに基づいて、試算的に算出した各地域の r_1 は図-3.6に示すようになる。また、中間流出に対しては $r_2 = 0.02$ となつた。これを用いて、任意の降雨について表面流出、中間流出に対する単位流出量曲線が求めら

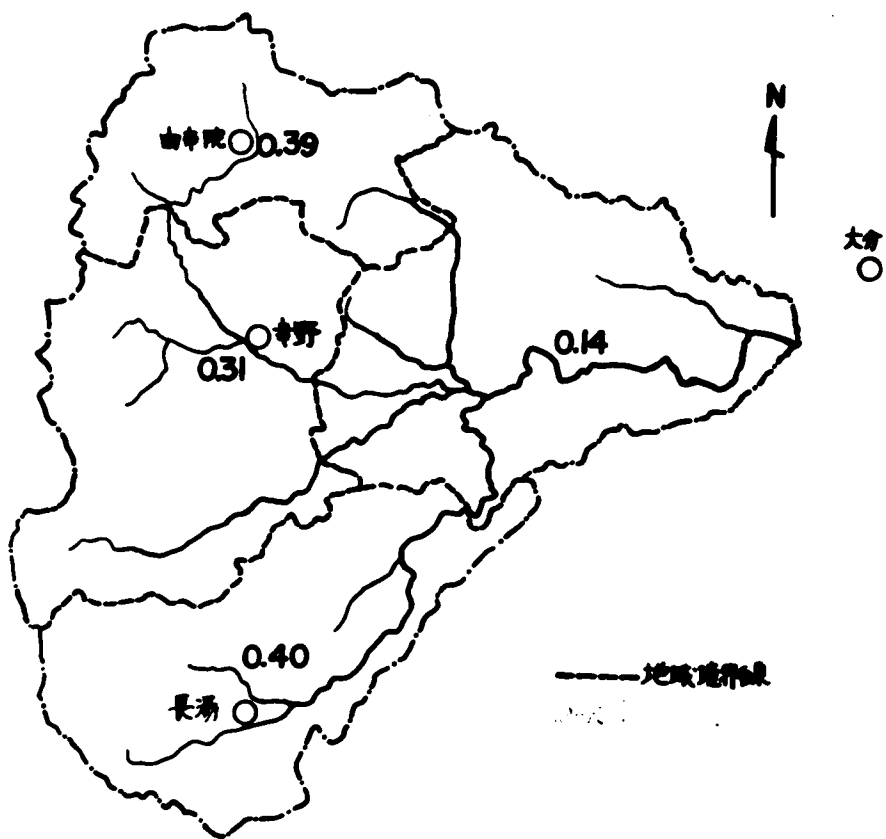
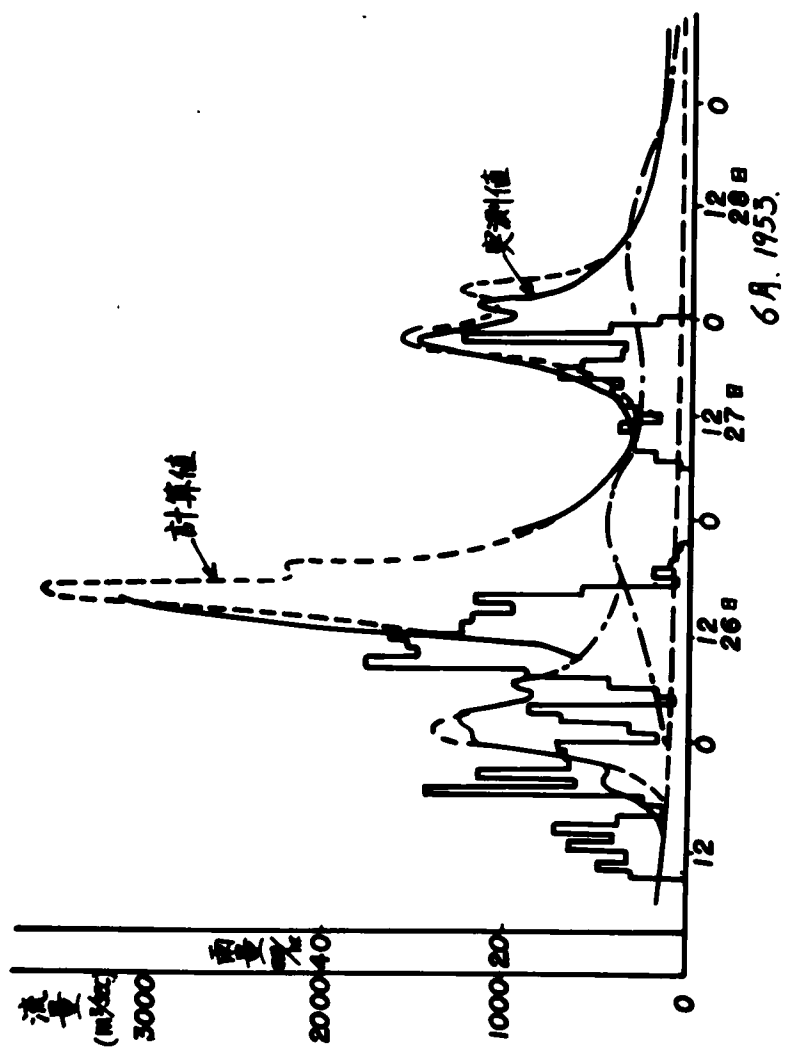


図 - 3・6 大分川流域とその各地域に対する t_1 の値



れるわけであつて、それを適用した例を示すと図-3・7のようである。

(3) 木曾川上流部

ここでいう木曾川上流部流域とは、木曾川本流の水源地帯であつて、その末端は常盤堰堤である。この流域の本川は長野県御嶽山（標高3,063m）より発した王滝川であつて、西南に流れて三浦貯水池に入り、これから東に流向を変え、三岳村田中附近で西野川と合流し、南東に向きを変えて常盤堰堤に注ぐ。流域面積は551.0km²、流路延長は約35kmである。この流域はほとんど山地であつて、樹木の繁茂状態は極めて良好である。この流域の大きな特徴としては、電源網路が古くから行なわれ、小規模ではあるが、多くの取水堰堤が築造されてきたことであり、普通の河川のような取り扱いができるかどうか疑問に思われる点もある。特に三浦貯水池は非常に大きく、有効貯水量55,200,000m³の大規模のもので、古い記録によると一洪水を完全に貯水した場合もあり、貯水池下流の自然流量に対してかなりの変化をもたらすものと思われる。しかしながら、実際の数値について検討してみると、洪水時においては三浦堰堤からの放流量は、常盤堰堤によつてつくられた貯水池への流入量（以後下流端流量という）に対して15%程度のものであつて、特に増水時およびピーク流量の付近では、三浦堰堤からの放流量が下流端流量にくらべて非常に小さくなるので、三浦堰堤からの放流量を流下時間を考慮して下流端流量から差し引き、残りの流量が三浦堰堤から上流部を除いた残流域（459.4km²）からの流出量であるとしても、その誤差は非常に小さいものと思われる。ただし、後に示す適用例の場合は、三浦貯水池において全洪水を貯水しているので、三浦堰堤からの放流はなく、したがつてこの場合の誤差は0である。このようにして、下流端流量を求め、三ヶ所の雨量記録から各種の値を求めてみると次のようになる。

まず損失雨量については、対象とした出水がそれぞれ長時間に

にわたる前記降雨のあった場合であるから、時間的には変化しなかつたものとして、 $r_{ec}=0.8 \text{ mm/hr}$ が求められた。次に r_d については、実測記録から試算的に

$$r_d = 5.0 + (r_{d0} - 5.0) e^{-0.5t}$$

が得られた。 r_{d0} については、信頼できる資料が少ないので、一般的関係を見出すことはできなかったが、 $8 \sim 10 \text{ mm/hr}$ という値が適合するようである。実測記録にもとづいて、図-3.8 に示すよ

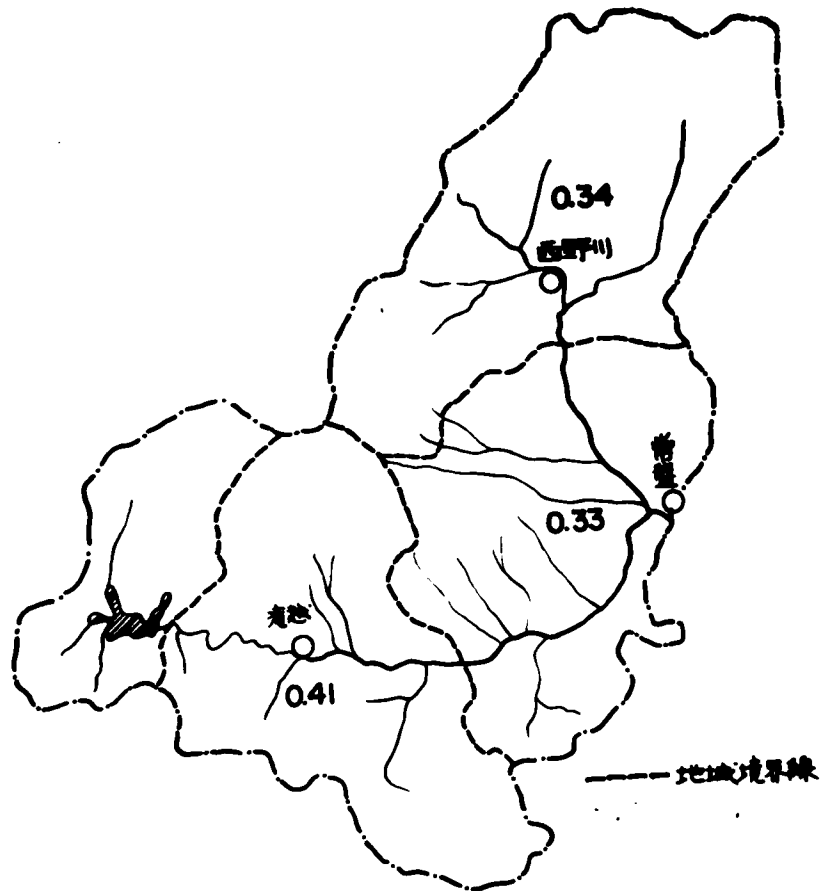


図-3.8 木曾川上流部流域とその各地域に対する r_d の値

うに、各地域の k_1 の値が求められ、 k_2 は0.030とすれば、適合度が高いようである。これらの成果を昭和29年4月の洪水に適用した結果は、図-3・9のようである。

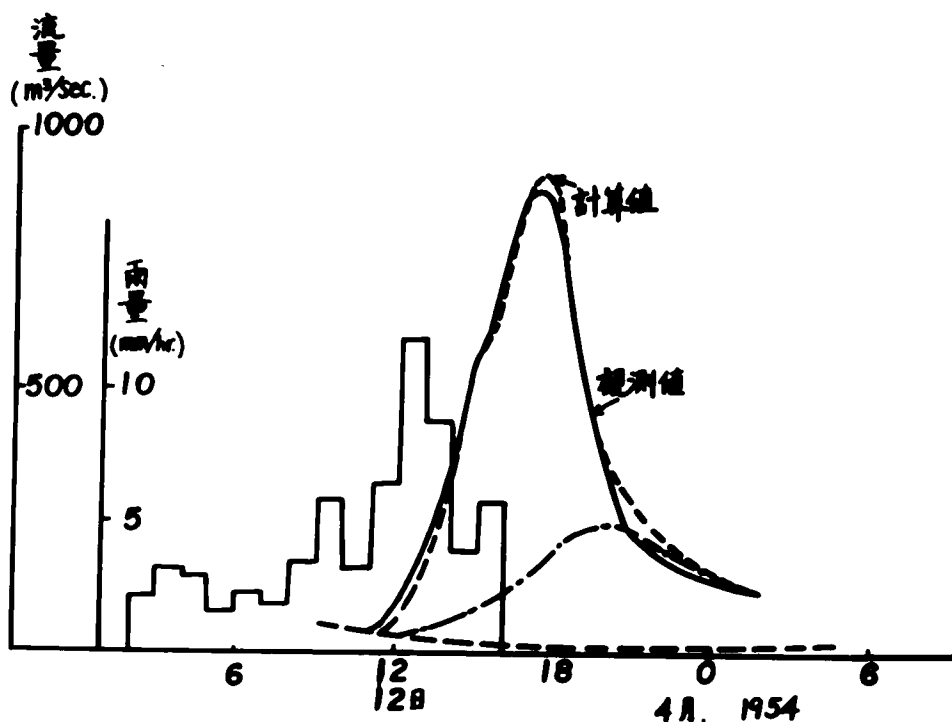


図-3・9 木曾川における適用例

(4) 神流川

神流川は群馬県多野郡上野村三国山(1,823m)にその源を発し、北上して同村坂下で東に流れを変え、埼玉県鬼石町にて再び北折して、そのまま鳥川に注ぐ代表的な羽状河川である。ここで対象としたのは鬼石町若泉より上流の流域であって、流路延長にして約60km、流域面積271.1km²の部分である。下流部約10kmを除いては耕地はほとんど見られず、曲折する河川の両岸が迫り絶壁が屹立するところが多い。流域は標高1,000~1,500mの山系

によって囲まれ、流域巾が極めて小さい関係上、あたかも樋谷の感を呈している。林相は比較的良好であつて、最上流部を除いては、ほとんど闊葉樹林に覆われている。

対象とした出水は昭和24年8月のキティ台風によるものであつて、流量記録に不備な点があるようであるが、降雨資料は五ヶ所の時降雨量記録にもとづくものである。

V_d , V_e については、観測記録に不備な点があるために、 $V_{dc} = 3 \text{ mm/hr}$, $V_{ec} = 2 \text{ mm/hr}$ という変則的な値を示す結果になつたので、これらには重点をおかず、流出曲線の形に因して実測値と計算値がもつとも類似したものになるよう試算的に k_1 , k_2 の値を定める方に重点をおくことにした。この結果、図-3・10に示すような各地域の k_1 が定められ、 k_2 は 0.016 となつた。図-3・11 は、適用例であるが、流量の値を一致させると、上記のように $V_{ec} = 2.0 \text{ mm/hr}$ という値が必要になるのであつて、この二

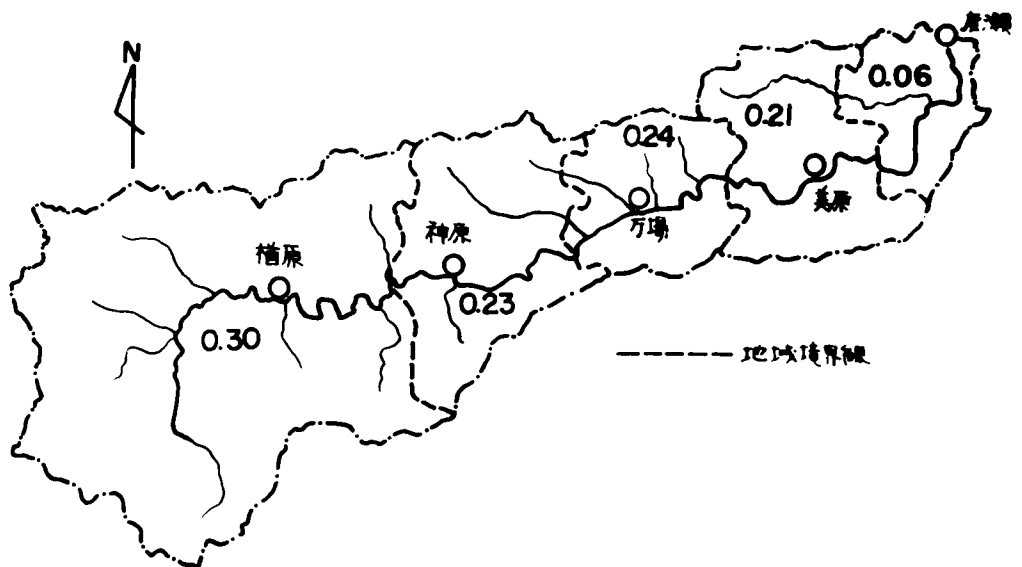


図-3・10 神流川流域とその各地域に対する k_1 の値

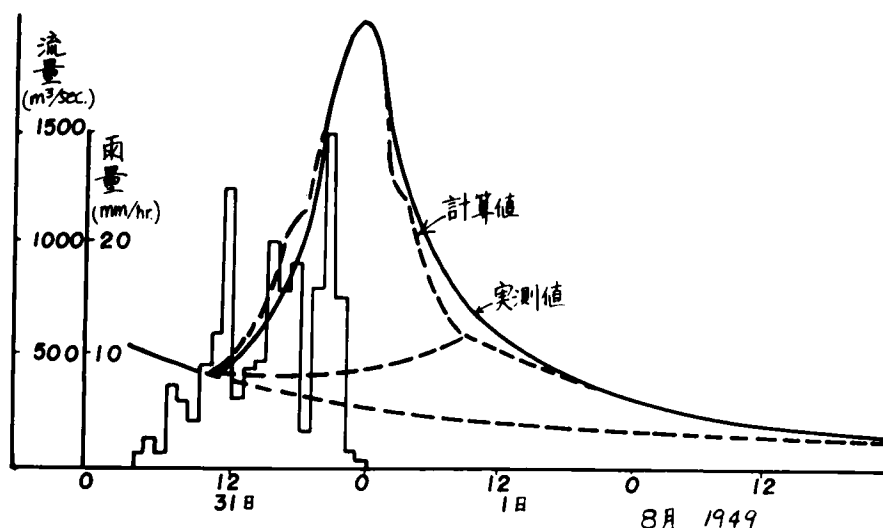


図-3.11 神流川における適用例

とは流量記録が実際の流量よりかなり小さくなっていることを示すものと思われる。

(5) 小矢部川

この流域は平地が全面積の46%を占めているから、損失も大きく出水が緩慢のようにも思われるが、平地部は左川によって形成された扇状地であつて、かなり急で一様な勾配(約 $1/200$)をもち、用水路も発達していて、雨水は速やかに本川に達するようである。対象流域は小矢部川筋西五位量水標から上流であつて、その流域面積は 490 km^2 、流路延長は約 50 km である。この流域も資料に不備な点が多く、なかでも比較的雨量の記録が整っている昭和28年9月の13号台風時の記録を対象とすることにした。この場合も、かなり多量の前期降雨があつたようであるが、不明の点が少なくない。そこで、問題とする一連降雨に対しては、 Y_e および Y_d がともに定常に達していたものと考えて、試算的に $Y_{ec} = 0.3 \text{ mm/hr}$ 、 $Y_{dc} = 5.0 \text{ mm/hr}$ が得られた。 k_1 の値は、扇状地

に対しては 0.15、山地部は流域西側に沿って北から順に 0.42、0.26、0.21、0.29 であり、 k_2 の値は 0.012 となった。なお、昭和 28 年 9 月の出水に適用した結果は図-3.12 のようになって、観測結果と相当違っているが、これは流域各地で多くの破堤があつたので、全洪水が河道を流れたと仮定した計算とは状況を異にするからである。

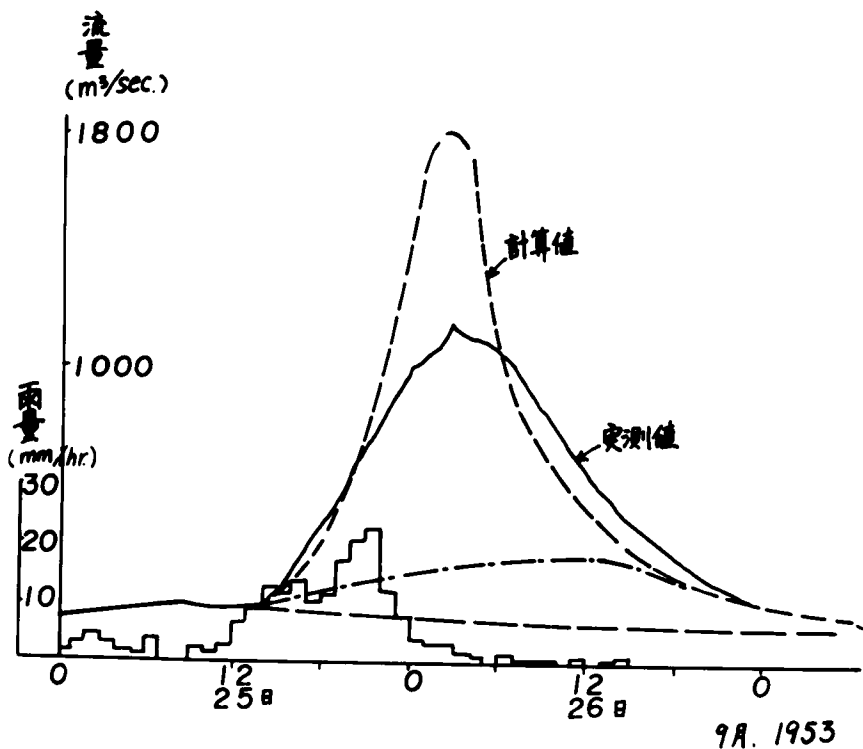


図-3.12 小矢部川における適用例

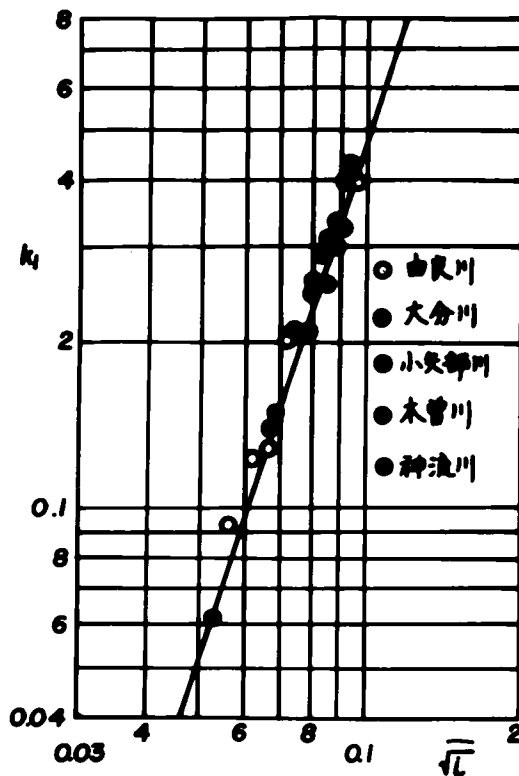
3.3 節 流出計算法の総合化

従来の単位図法は、経験的法則によつて、特定降雨の流出曲線から概括的に任意降雨による流出曲線を推定しようとするもので

あつて、ある特定河川について実測の流出曲線から求めた単位図の形状は、その河川に特有な流出機構ならびに流域条件の全貌を表わすものとしている。この考えに基づいて、従来の単位図を総合化しようとする場合には、単位図の二、三の要素と若干の流域特性との相関を求めることによって、工学的実用性を満足せしめようとして来た。しかしながら、わが国河川における流出機構の特異性と流域要素の多様性のために、今日までこの方面の研究にほとんど見るべきものがなかった。さらに最近では、降雨条件の変動によって単位図が変化すべきものと考えられるようになり、この問題はますます複雑さを加えるようになった。こうした意味で着者は前述の計算法を提案し、種々の要求を満たすべく検討を続けてきたが満足すべき適合性を確かめることができたので、計算法の総合化を試みることにした。このことは、流出計算法に含まれる係数とそれに対応する流域諸要素との相関を求めることに集約されるのであつて、以下に現在までに得られた相関を示して検討を加えよう。

まず流出計算法に含まれる諸係数の中で、流域の地形特性を表わす一つの指標と考えられるものは k_1 である。地形の特性としてまず第一に問題になるのは、雨水の流出経路、つまり流路の勾配であつて、これは出水記録によらずとも実測可能な流域要素の一つであり、すでに述べたように k_1 との間に $k_1 \propto (\sqrt{i})^3$ の関係があると考えられる。各河川について前述のようにして試算的に求めた k_1 とそれに対応する \sqrt{i} との関係を図示すると、図-3.13のようになる。

実際には同一河川でも、各地域ごとの流路における粗度係数その他の因子の影響を受けて、これらの関係は図-3.13のように単純なものでないようであるが、勾配に関係づける限りにおいては、計算法の総合化の目的に適した代表的な関係を示すものといえよう。これらの関係を示す実験式として、実測値の中間を通る直線の方程式を求めると、つぎのとおりである。



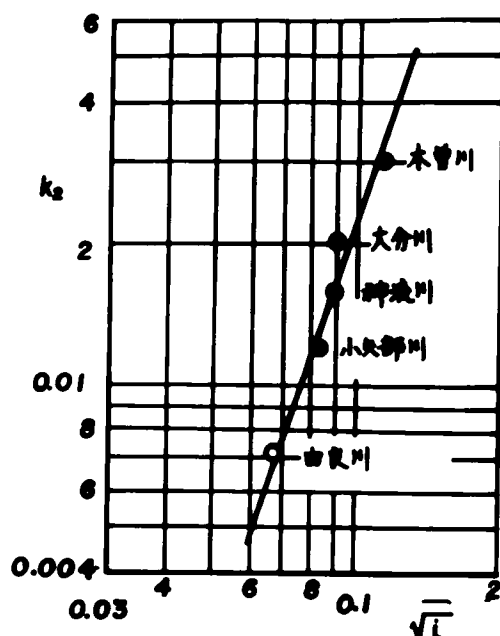


図-3-14 k_2 と \sqrt{i} の関係

流域特性はすべて流路勾配と何らかの関係を有し、流域諸要素の影響が流路勾配の中に総合的に現われていると仮定して、 k_1 の場合と同様に、 k_2 と \sqrt{i} との関係を図示すると図-3-14 のようであり、次の関係式が得られた。

$$k_2 = 22.4 (\sqrt{i})^3 \quad \text{----- (3-3-2)}$$

一方、流出解析の基礎となるべき降雨の取扱い方法に関しては、適用河川について降雨成分の時間的变化に関する諸係数がある程度明らかにすることができたが、これらの諸係数と流域諸要素との相関は、現在では地被状態の定量的表現が不可能であるため、一般的傾向が定性的に求められたにすぎない。

各河川への適用結果からみて、一般的にいえることをとりまとめると、次のとおりである。

1). r_d , r_e の時間的变化は指数曲線であらわされる。

2). r_{d0} については、豊富な資料のある由良川ではつきりとした関係が得られたが、他の適用河川では資料不足のため、このような関係は求められなかった。しかし、適用結果から推定すると、どの河川でも4~5日以上は無降雨日数があったときは、

$r_{d0} = 7 \sim 10 \text{ mm/hr}$ にとれば、大きな誤差は生じないようである。

3) r_d の時間的变化割合に影響を与える e の指数($-k'$)のうち、 k' は $0.5 \sim 0.8$ であつて、どの河川でもこの範囲のものを採用すれば誤差が生じたとしても小さいであろう。その理由は、洪水のピークに影響を与える降雨が生じる時間には、大抵の場合 r_d が定常に近くなつており、ほとんど r_{dc} のみが洪水のピークに影響があると考えても差し支えないからである。

4) r_{dc} は $3 \sim 5 \text{ mm/hr}$ であつて、河川によつて大きな変動はない。

5) r_e については、その時間的变化の違いが流出におよぼす影響はほとんど無視して差し支えない。従つて、ほとんど r_{ec} のみが問題となるが、これは山間地では $0.7 \sim 0.9 \text{ mm/hr}$ であり、火山地や平台地では 1 mm/hr 内外の値をとるようである。

以上の成果にもとづいて、流域特性や対象とする時期の気象条件(無降雨日数など)および降雨の時間的分布から、 r_d , r_e , k_1 , k_2 を求めることができるような総合的な関係が明らかにされると、第2章第7節に述べた単位図法的流出計算法の総合化を果たすことができる。すなわち、図-3.13 および図-3.14に示した関係から対象とする流域の k_1 , k_2 を求めれば、表面流出の各降雨強度に対応した単位流出量曲線、および中間流出に対応した単位流出量曲線を求めることができるわけであつて、これらによつてどのような降雨についても、それによる流出を算出することができる。この場合、与えられた一連降雨から r_d , r_e を分離しなければならぬが、洪水のピークに重点をおくならば、前に述べたように、上記の成果から r_{dc} , r_{ec} を推定し、これによつて降雨を分離すれば、大差なく流出を計算することができるようである。

ただし、流出曲線形を詳細に算出する必要があるときは、 r_d 、 r_e の時間的变化および r_{d0} 、 r_{e0} が必要になるが、これらと流域の地被状態や地表層の保湿度（基底流量によつて代表される）との関係は、全国各地のいろいろな種類の河川において、由良川におけるような詳細な観測がなされてはじめて明らかになるのであつて、水文観測施設の充實が緊急に望まれるわけである。

第4節 結 語

ここで述べた流出計算法の総合化は、 k_1 、 k_2 、 r_d 、 r_e を与える資料（大抵の場合は地図と降雨の時間分布である。）から求める方法を確立することによつて、その目的を果たすことができるが、これに関して得られた成果をまとめてみると、次のようである。

k_1 、 k_2 については地図から求められる流路勾配と関係づけることによつて上記の結果が得られた。これらのうち、 k_1 については、それが流路の状態によつて大きな影響をうけるものと思われ、ここで適用した河川に比べて非常にその河状が異なる河川を除けば、図-3・13に示した流路勾配との関係式が成立するものと考えて差し支えない。一方、 k_2 については、流路のほかに流域の地被状態や表土層が影響するものと思われ、火山地をその一部に含む大分川では k_2 の値が一般的傾向より少し大きく、平地を約46%も含む小矢部川流域ではわずかに小さくあらわれるようである。すなわち、中間流出は火山地では一般のものより少し早く急激に流出する傾向にあり、平坦地では滯溜時間が長いために多少緩慢な流出をするという経験的事実の一端を示しているものと思われる。この k_2 についても、よほど特殊な流域特性をもつ河川でない限り、図-3・14に示した関係式が成立するものと考えられる。

次に、 r_d 、 r_e については、一般に r_{d0} 、 r_{e0} と出水初期における流域の状態、すなわち無降雨日数や基底流量などとの関係を必要

とし、 r_d 、 r_e の時間的变化と流域の地被状態や地表層の土質との関係を明らかにしなければならないが、地被状態の定量的表現が困難なために、またほとんどの河川がこれらの関係を把握するのに必要なくわしい水文観測を実施していないために、十分に満足すべき成果は得られなかった。しかしながら、前にも述べたように、洪水のピークを対象とする限りにおいては、 r_d 、 r_e の時間的变化はそれほど大きな影響を与えないということがわかったので、 r_{de} 、 r_{ee} によつて降雨を分離しても差し支えないようである。これらの関係は、今後各地における詳細な水文観測が実施された結果にもとづいて、一層明確なものになるものと期待している。

参 考 文 献

- 1) Snyder, F. F.; *Synthetic Unit Hydrographs*, Trans. A. G. U., Vol. 19. pp. 447~454, 1938.
- 2) Linsley, R. K.; *Application of Synthetic Unit-Graphs in the Western Mountain States*, Trans. A. G. U., Vol. 24, part II, pp. 580~587, 1943.
- 3) Linsley, R. K., Kohler, M. A., and Paulhus, L. H.; *Applied Hydrology*, pp. 457~459
- 4) Taylor, A. B. and Schwarz, H. E.; *Unit-Hydrograph Lag and Peak Flow related to Basin Characteristics*, Trans. A. G. U., Vol. 33, pp. 235~246, 1952.

- 5) 中安米蔵 ; 単位流出量曲線図の性質について, ヤ9回土木
学会年次学術講演概要, 昭.28.

第4章 結 論

河川の治水利水計画の基礎となる流出量を算出する方法として、単位図法がわが国に導入されて以来、この計算法に関する多くの問題が取り上げられ、単位図法そのものにも疑惑がもたれてきたのであるが、現在においては、わが国のほとんどの河川に対してこの単位図法が適用されているようである。こうした現状は、単位図法の有する工学的意義がいかにより大きいかを示唆するものであつて、これに代るべき工学的計算法を考案することの困難さをも示すものと思われる。しかしながら、工学的意義が大きく、その実用性が極度に高いとはいえ、従来からの単位図法によつて常に高度な精度をもつた計算値が得られるわけではなく、前に述べたように、単位図法の根本にふれるような重大な問題などが未解決のまま残されていたのである。このような問題が未解決のままであつたということも、単位図法そのものに疑惑がもたれていた原因の一つであるが、従来の単位図法をわが国の河川に適用した場合、実際にどのような点が問題になるかということが判然としなかつたことも、その原因の一つではないかと思われる。従つて、流出計算法を一層合理化し、これを実用化するためにも、まず問題点をはつきりと把握することが必要である。こうした意味から、京大石原研究室では、由良川水系の大野ダム地点より上流部を試験流域として、昭和26年から詳細な水文観測が行なわれ、得られた観測資料にもとづいて、上記問題点の把握に、また流出解析法の改善に並々ならぬ努力が続けられ、著者もその一人として深い関係をもつものである。

本論文は、こうして得られた由良川の水文資料を主体として、単位図法に関する問題点を指摘し、これらを解決すべき流出計算法として、やはり単位図法的計算法が工学的にもつとも妥当であることを明らかにするとともに、わが国における水文資料の不備を克服するための流出計算法の総合化について検討した結果を述べたものであるが、これを要約するとつぎのようである。

まず、第1章においては、由良川における数年間の詳細な観測記録を整理し、この資料を用いて従来の単位図法にもとづく単位図を作成し、その性格を検討するとともに、わが国のような小規模の河川に従来の単位図法を適用した場合の問題点を指摘した。ただし *Sherman* の提唱した単位図法では、1日、1インチの単独降雨が単位となっているが、わが国ではそのような出水を望むことはできないので、一連降雨による出水から試算的に求めた単位図を、従来の単位図法にもとづいた単位図としたが、本質的には同じものである。このような単位図を由良川における多くの出水について求めてみると、出水ごとに变化するという結果が得られた。しかも、出水の規模に応じて単位図のピークが増大するとともに前進し、一方、ピークが減少するに従つてその位置が後退する。この傾向は、降雨や流出曲線の各成分への分離方法に多少の誤差があつても同様である。このような事実は、従来の単位図法が、その基礎となる単位図を求めた出水にのみ適用できることを示すのであつて、わが国の河川に対しては従来の単位図のもつ機能をほとんど發揮できないことになる。このような結果は、わが国河川の出水についてあらためてくわしく検討しなければならないことを示唆するものである。

こうした観点から、第2章では雨水が流域下流端に達するまでの現象をできるだけくわしく追求し、その結果にもとづいてわが国の河川を対象とした場合の合理的な流出計算法を提案した。

すなわち、降雨と流出の成分を分離する方法について考察し、各三成分に分離する具体的な方法を示した。次に、流出問題の最

初の段階である山腹斜面上の雨水流出について検討し、とくに複雑な山腹斜面形の取り扱い方について、すべての斜面形を長方形に置換する方法を提案し、この方面の計算の簡易化に重要な役割を果たすことを指摘した。さらに、雨水が流路に流入した場合について計算法を示し、これが流出計算法の基礎になることを明らかにした。

これらの成果にもとづいて、雨水が斜面から流域下流端に達したときの下流端流量の算出方法を検討し、これらの実用化について考察を加えた結果、現在における流出計算法として単位図法的計算法がもつとも妥当な方法であることを確めた。さらに、従来の単位図法にもとづく単位図が流路への流入量、ひいては降雨の強弱によってそのつど変化することも明らかにした。このように、第6節までの成果を実用的な計算法に直結することができれば非常に好都合であるが、実際の流域においては、その流れの場としての構成が非常に複雑であるから、第6節までの取り扱い方をそのまま応用することは現在のところ実用的とは思われない。そこで、このような複雑さを一括して考慮した洪水流の理論式にもとづき、流路に重点をおいた計算法として、単位雨量、単位面積当りの単位流出量曲線を降雨強度の変化に応じて変化させる計算法を提案した。

第3章においては、従来の流出計算法が過去の記録を必要とするために、過去における実測記録のない河川には、その流出計算法を適用して、河川の諸計画を樹立することができない点に注目し、過去の水文資料を必要としない流出計算法について検討した結果を示した。

すなわち、第2章に示した流出計算法では、二個の定数(k_1, k_2)が定められると、任意の降雨に応じた単位流出量曲線が求められるが、 k_1, k_2 が流路勾配に密接な関係があり、流路勾配の2乗の平均値を k 乗したものに比例し、その比例定数がどの河川でもほとんど同じ値を示すという結果が得られた。これをまとめると、

わが国の各河川に対する単位流出量曲線が総合的にあらわされることになるわけであって、地図から流路勾配を求めることによって、いろいろな降雨強度に対応した単位流出量曲線が容易に算定でき、これを用いると、どの河川のいかなる降雨による出水も過去の記録を用いずに算出できることになる。しかしながら、この流出計算には降雨の各成分の時間的变化が必要であって、この変化の模様を、比較的容易に求められる山腹の地被状態や土質および向題とする出水以前の無降雨日数と関係づけるには、いろいろな種類の河川における詳細な水文資料が必要である。ところが現在わが国においてはこのような資料を有する河川がほとんどない状態であるから、十分に満足すべき結果は得られなかったが、出水のピークを対象とする限りにおいては、降雨の各成分の時間的变化が定常になっているとして、その計算値を工学的精度の範囲内におさめることができるようである。

以上を要するに、従来の単位図法の欠点を指摘し、これに関する基礎的考察を加えることによって、新たに単位図法的流出計算法を提案し、その総合化を試みてかなりの成果を挙げることができた。水文資料の不備を訴える河川の多いわが国の現状を思うとき、河川の治水利水計画の合理化に対して、本研究の成果が寄与するところは少なくないであろう。

以上、本論文の内容を要約して結論としたが、終りにのぞみ本研究に際し終始御懇篤なる御指導を賜った京都大学石原隆次郎教授、ならびに有益な御助言をいただいた京都大学岩垣雄一教授、石原安雄教授および水文観測、資料蒐集に協力し便宜を賜わった関係方面に対して、衷心より深く感謝の意を表する次第である。